ＩＳＳＮ１３４６－７８４０

港湾空港技術研究所資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1210　March 2010

高潮数値計算技術の高精度化と気候変動に備えた防災への適用

河合　弘泰

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目　　次

Improvement in Storm Surge Numerical Models
for Coastal Disaster Mitigation under Climate Change

Hiroyasu Kawai*

Synopsis

Since the great storm surge disaster due to Typhoon Vera in 1959, the Japanese Government has been constructed coastal defense with the design storm water level including the storm surge of the typhoon or the local highest water level record. Severe storm surge disater, however, repeated in 1999 and 2004. The global mean sea level rise and tropical cyclone intensification due to climate change may increase the frequency of severe storm surge disaster. The deep understanding of recent disasters and the preparedness for unexpected disaster are quite important for future disaster mitigation. Storm surge numerical models should be applied more effectively to three chances: (1) quick prediction at the time of the approach of a typhoon, (2) hindcasting just after the disaster, and (3) discussion on the safety degree of coastal defense in usual days.

This paper, therefore, started with the lessons learned from recent storm surge disasters in Japan, Korea, and the United States, and then improved three types of storm surge numerical models.

(1) A suitable computational condition was selected for the quick prediction of the storm surge at ports at the time of the approach of a typhoon, and then the model was applied to several typhoons. Stochastic storm water level prediction was also examined.

(2) The marine surface wind field was caluculated with a good precison by modifying an empirical typhoon model or introducing the meso-scale meteorological model. Then the storm surge numerical model with the wind field was coupled with astronomical tide and wave models for the precise description of storm surge phenomena.

(3) The methodology of evaluating extreme storm surges with a stochastic typhoon model was disussed. Then the return period of the current design storm water level was evaluated under the current and future climates.

Key Words: storm surge numerical model, Typhoon Vera, marine surface wind, design storm water level, climate change

* Deputy-Director, Marine Information Division, Marine Environment and Engineering Department
3-1-1, Nagase, Yokosuka, 239-0826, JAPAN
Phone: +81-46-844-5048 Fax: +81-46-842-5246 E-mail: kawai@pari.go.jp
http://www.pari.go.jp/bsh/ky-skb/ks-jyo/kaisy/index.htm

高潮数値計算技術の高精度化と気候変動に備えた防災への適用

河合弘泰*

要　　旨

日本の高潮常襲海域では，1959 年の伊勢湾台風の高潮災害を契機に，伊勢湾台風級の高潮偏差や既往最高潮位に備えて堤防や護岸を築造してきた．ところが，1999 年や 2004 年には甚大な高潮災害が発生した．また，将来の気候変動に伴う平均海面の上昇と熱帯低気圧の強大化によって，高潮災害が頻発化する可能性もある．今後高潮災害を低減するためには，過去の高潮に対する理解を一層深めるとともに，予期せぬ高潮への備えが必要である．高潮数値計算には，①台風接近時，②発災後（被災原因の究明），③平時（高潮対策施設の長期的な計画），の 3 つの場面で，それぞれ計算技術の向上が求められている．

そこで本研究では，近年に日本，韓国，米国で発生した高潮災害の教訓をまとめるとともに，高潮防災の実務に役立つ高潮計算モデルを開発した．その成果は以下の通りである．

(1) 台風接近時に各港湾を対象としたきめ細かな高潮予測を行うために，高潮数値計算モデルに適切な計算条件を設定し，台風来襲時に高潮予測を実施した．また，潮位の確率予測も試みた．

(2) 台風通過後に被災原因を詳しく究明できる高精度な高潮推算モデルを開発するために，経験的台風モデルの改良や局地気象モデルの導入によって海上風の推算精度を高め，波浪や天文潮との相互作用を考慮することで，高潮の推算精度が向上することを示した．

(3) 確率台風モデルを用いて高潮の極値を推定する方法を提案するとともに，現行の高潮対策施設の計画高潮位の再現期間を試算した．

キーワード: 高潮数値計算，伊勢湾台風，海上風，計画高潮位，気候変動

* 海洋・水工部海洋情報研究領域海象情報研究チームリーダー（海洋情報研究領域長心得兼務）
〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3 丁目 1 番 1 号
電話：046-844-5048　　Fax：046-842-5246　　E-mail: kawai@pari.go.jp

1. はじめに

1.1 研究の背景と目的

日本の海岸では，1953 年の台風 13 号や 1959 年の伊勢湾台風による高潮災害を契機として，堤防や護岸など数多くの高潮対策施設が築造されてきた．これらの施設は伊勢湾台風級の高潮や各所の既往最高潮位に対して設計されたものである．ところが，1999 年の台風 18 号は，八代海や周防灘の沿岸に伊勢湾台風以来の大規模な高潮災害をもたらした．また 2004 年には，日本に 10 個もの台風が上陸し，高潮災害の傷が癒える前に次の高潮災害に見舞われる地域もあった．一方，韓国では，2003 年に 1959 年の台風サラ以来の大規模な高潮災害が発生した．また，米国においても，2005 年にハリケーン・カトリーナによる高潮がニューオーリンズの市街地を覆いつくし，アメリカ史上最大の自然災害をもたらした．IPCC 第 4 次報告書によると，将来の気候変動によって平均海面は上昇し，熱帯低気圧の強度も増して，高潮災害が頻発化する可能性がある．したがって，今後このような高潮災害を低減するためには，過去の高潮に対する理解を一層深めるとともに，次の高潮に備えなければならない．特に高潮の数値計算においては，①台風接近時，②発災後（被災原因の究明），③平時（高潮対策施設の長期的な計画），の 3 つの場面で，それぞれ精度の高い高潮計算技術の開発が求められている．

そこで，近年の高潮災害の教訓を踏まえ，それぞれの場面で高潮防災の実務に資する高潮数値計算・評価手法を開発することを，本研究の目的とした．

1.2 高潮数値計算に関する既往の研究

(1) 海上風の推算

これまで実務で最も一般的に使われてきたモデルは，気圧や風の観測値に基づき経験的に考案されたもの（以下では「経験的台風モデル」）である．その気圧分布として最も広く使われてきたものが Myers のモデル（Myers and Malkin，1961）と藤田のモデル（Fujita，1952）である．これらのモデルの気圧分布（等圧線）は同心円であり，中心気圧と最大風速半径の 2 つのパラメタで決定される．ただし，現実の台風は気圧分布が必ずしも理想的な同心円とは限らないため，等圧線を楕円で表すモデルも提案されている（野中ら，2000）．

経験的台風モデルによる海上風の推算では，まず自由大気（海面摩擦の影響を受けないほど上空の大気）における風を求め，この風速に経験的な低減係数を乗じ，風向を等圧線の接線方向から台風の中心側へ偏向させる．その自由大気の風とは，気圧傾度力，コリオリ力，遠心力の釣り合いから傾度風成分を求め，台風の進行速度と中心からの距離による経験的な関数から場の風成分を求めて，これら 2 つの成分をベクトル合成したものである．あるいは，傾度風成分を求める釣り合い式に台風の移動の効果を取り込んで一度に計算するモデル（Mitsuta and Fujii，1987）も使われてきた．さらに，アイ・ウォール付近のスーパー・グラディエント・ウィンドを考慮するために，風速の低減係数を台風の中心からの距離の関数で与えるモデル（藤井・光田，1986）もある．

ただし，経験的台風モデル自体は内湾を取り囲む陸上地形を考慮していない．そのため，観測風との相関解析に基づいて風速や風向を補正したり，適切な観測地点がない場合には高潮や波浪の推算値が観測値と合うように試行錯誤で海上風を補正してきた．また，MASCON モデル（Sasaki，1958, 1970a, 1970b；Sherman, 1978）も使われてきた．MASCON モデルは，経験的台風モデルで与えた三次元の風場を初期値として，なるべく少ない補正量で風場が連続の式を満たす解をある種の数学的手法で求めるものである．必ずしも気象学的な裏付けはない．港湾技術研究所でも，MASCON モデルで海上風を補正し，それを用いて高潮を推算してきた（後藤・柴木, 1993；柴木・後藤，1992，1993）．

一方で，近年では様々なスケールの気象現象を対象に数値モデルが開発されている．気象庁でも数値モデルによる客観解析値 RANAL を風速・風向，気温，水蒸気量など気象の物理量の GPV（Grid Point Value，三次元の各格子点の値）として公開している．ただし，この気象 GPV は，平面的な格子間隔が短いものでも約 20km であり，内湾を取り囲む陸上地形の細かな起伏までは考慮しておらず，台風の中心付近の構造も鈍っている（実際よりも中心気圧が高く，風速が小さい）．そのため，気象 GPV に台風ボーガス（三次元の台風モデル）を埋め込んだ気象場を初期値として，より細かな格子で気象場を計算し直すという方法が一般的になりつつある．それに適した気象モデルが局地気象モデルであり，ペンシルバニア州立大学と米国大気科学センターで開発されたモデル MM5 もその一つである．このモデルで内湾周辺の海上風を推算し，さらに高潮や波浪を推算する研究がなされており，台風ボーガス自体の改良もなされている（大野木・上野，1992；大野木，1997；大澤ら，2001；大澤，2005；中野ら，2006；Ohsawa ら，2006）．この方法の導入によって，経験的台風モデルよりも海上風を精度良く推算でき，それによって高潮や波浪の推算精度も向上した例がいくつ

か報告されている（金ら，2004；山下ら，2004；吉野ら，2005，2006）．

⑵ 高潮の計算

高潮の数値計算モデルは，海面気圧と海上風を外力条件として与え，気圧低下による海面の吸い上げ，風による海面のせん断応力，海底でのせん断応力，海水の渦動粘性などを考慮して，流れの連続の式や運動方程式を解くものである．高潮推算の実務で最も一般的なモデルは単層の非線形長波方程式に基づくものであり，その連続の式と運動方程式は以下の通りである．

$$\frac{d\eta}{dt}+\frac{\partial M}{\partial x}+\frac{\partial N}{\partial y}=0 \tag{1.2.1}$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial M}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{M^2}{D}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{MN}{D}\right)&=fN-gD\frac{\partial\eta}{\partial x}-\frac{D}{\rho_w}\frac{\partial p_0}{\partial x}\\&\quad+\frac{\tau_{sx}-\tau_{bx}}{\rho_w}+A_h\left(\frac{\partial^2 M}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 M}{\partial y^2}\right)\end{aligned} \tag{1.2.2}$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial N}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{MN}{D}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{N^2}{D}\right)&=-fM-gD\frac{\partial\eta}{\partial y}-\frac{D}{\rho_w}\frac{\partial p_0}{\partial y}\\&\quad+\frac{\tau_{sy}-\tau_{by}}{\rho_w}+A_h\left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 N}{\partial y^2}\right)\end{aligned} \tag{1.2.3}$$

ここに，t は時刻，M, N はそれぞれ x, y 方向の流量フラックス，D は全水深（＝静水深 h＋高潮偏差η），ρ_wは海水の密度，p_0 は海面気圧，A_h は水平渦動粘性係数である．また，τ_{sx}，τ_{sy} は x, y 方向の海面せん断応力，τ_{bx}, τ_{by} は x, y 方向の底面せん断応力であり，それぞれ以下のように与えられる．

$$\tau_{sx}=\rho_a C_D W_x\sqrt{W_x{}^2+W_y{}^2} \tag{1.2.4a}$$

$$\tau_{sy}=\rho_a C_D W_y\sqrt{W_x{}^2+W_y{}^2} \tag{1.2.4b}$$

$$\tau_{bx}=\frac{\rho_a g n^2}{D^{7/3}}M\sqrt{M^2+N^2} \tag{1.2.5a}$$

$$\tau_{by}=\frac{\rho_a g n^2}{D^{7/3}}N\sqrt{M^2+N^2} \tag{1.2.5b}$$

ここに，W_x，W_y は海上風速 W の x，y 成分，n は Maning の粗度係数(0.025 程度)である．また，C_D は海面抵抗係数であり，本多・光易(1980)による式を用いる．本研究でベースとする高潮推算モデル（運輸省港湾技術研究所，1996；柴木ら，1998）も，この方程式を差分化し，リープフロッグ法で解くものである．

高潮の数値計算では一般に，天文潮による水位変化や流れを無視し，高潮偏差だけを計算する方法がとられている．ただし，近年では，密度層や河川からの流入水を考慮した数値計算モデル（柴木ら，2001，2002）や，高潮，天文潮，波浪をそれぞれ独立した現象として扱うのではなくこれらの相互作用を考慮した数値計算モデルも作られている（山下ら，2001）．また，砕波帯では，気圧低下による海面の吸い上げや風による吹き寄せの有無に関わらず，砕波によって平均水位が上昇するとともに長周期の振動が生じる．このうち平均水位の上昇をウェーブ・セットアップという．これを考慮した高潮推算モデルも構築されている（柴木ら，2001，2002）．

なお，これらは本研究が始まる頃の状況を記したものであり，その後，本論文が執筆されるまでの間にも様々な研究がなされてきている．

1.3 本研究の方針および論文の構成

本論文ではまず，近年に発生した高潮災害の事例として，1999 年の八代海と周防灘，2004 年の瀬戸内海，2003 年の韓国南岸の馬山湾，2005 年のアメリカのメキシコ湾岸における高潮災害をとりあげる．そして，これらの災害にある共通点や相違点を整理しながら，高潮防災への教訓や，高潮数値計算技術の課題について整理する（**第 2 章**）．

高潮防災の実務で必要な高潮数値計算技術の一つは，台風接近時のリアルタイム予測である．本論文では，限られた時間内に精度をなるべく落とさずに計算するための条件設定を検討するとともに，2004 年の台風に対して予測した結果を紹介する．また，そもそも台風のコースの予測には不確定性があるため，潮位の予測には誤差がつきものである．そこで，潮位を確率分布として予測することも試みる（**第 3 章**）．

実際に災害が発生すると，その高潮を正確に再現する計算が必要となる．従来からの高潮推算モデルでは，台風 9918 号の高潮の再現が難しいことが分かっている．そこで，経験的台風モデルに気圧分布の歪みやスーパー・グラディエント・ウィンドを考慮して，海上風の精度を高める．また，波浪との相互作用を海面抵抗係数で考慮して，高潮の精度の向上を図る．さらに，局地気象モデルで推算した海上風を使った高潮の推算精度も検討する（**第 4 章**）．

既設の高潮対策施設の計画高潮位の再現期間やそれを上回る潮位の出現特性を知るためには，既存の検潮記録では不十分である．そこで，確率台風モデルによって様々なコースや強度の台風を与え，それぞれの高潮を計算し，その結果を極値統計解析することで，長い再現期

間の高潮偏差や潮位を試算する. IPCC の報告書によると将来，平均海面は上昇し，台風は強大化する可能性がある．そこで，将来の台風特性の変化が潮位の極値分布に与える影響についても考察する（**第 5 章**）．

最後に，これらの成果をとりまとめるとともに，今後の展望について述べる（**第 6 章**）．

2. 近年の高潮災害の現地調査と得られた教訓

2.1 概説

日本列島は台風の通り道に位置し，その太平洋や東シナ海に面した内湾では古くから高潮災害に苦しめられてきた．例えば昭和の前半には，1934 年の室戸台風が大阪湾に，1942 年の周防灘台風が周防灘に，そして 1953 年の台風 13 号と 1959 年の伊勢湾台風が伊勢湾に，それぞれ広域の高潮氾濫を伴う災害をもたらした. その中でも，伊勢湾台風による死者約 5,000 名のほとんどが高潮氾濫による溺死者であることは，史実として広く知られている．これら昭和の前半の台風，とりわけ台風 13 号と伊勢湾台風による災害は，当時としては予想外の規模であった．これらの災害を契機に，東京湾，伊勢湾，大阪湾，周防灘，八代海など高潮が常襲する主要な内湾では，伊勢湾台風級の台風で発生し得る高潮が推算され，その結果に基づいて堤防や護岸などの高潮対策施設が築造されてきた．そのおかげで，また，幸いにも伊勢湾台風級の台風の来襲がなかったこともあって，その後は大規模な高潮災害が発生しなかった．

ところが, 1999 年 9 月 24 日に台風 9918 号が八代海（不知火海）や周防灘などの沿岸に，西日本では 1942 年の周防灘台風以来, 全国的には 1959 年の伊勢湾台風以来の大規模な高潮災害をもたらした．例えば，八代海沿岸の不知火町（現在の宇城市の一部）では，高潮によって住宅が一階の屋根まで浸水した．高潮氾濫を直接の原因として 12 名も死者が出たのは伊勢湾台風以来である．また，2004 年には, 気象庁の詳細な台風観測が開始された 1951 年以降で最多となる 10 個の台風が日本に上陸した. その一つである 0416 号による高潮は, 瀬戸内海沿岸の各地に被害をもたらし，高松市だけでも 15,000 軒以上の家屋が浸水した．

一方，韓国では，1959 年の台風サラの高波による災害を契機に，護岸や堤防などが築造されてきた．韓国では日本に比べて強大な台風に遭遇することが少なく，台風サラ以降は顕著な災害を経験していなかった. ところが, 2003 年の台風 0314 号では，馬山湾で発生した高潮が馬山市街地に氾濫し，地下街では溺死者を出す災害に至った．馬山湾はもともと高潮が顕著になりやすい地形をしていたが，台風サラは馬山湾の東方を通過したために顕著な高潮を発生させなかった.

さらに，米国のメキシコ湾や大西洋の沿岸では，近年でも毎年のようにハリケーンによる高波や高潮の被害を経験してきた．しかしながら，2005 年のハリケーン・カトリーナでは，高潮でニューオーリンズの運河の堤防が決壊して 370km^2（陸域の約 80%）もの広範囲が浸水し，全米で死者が 1600 名に及ぶなど, これまでとは桁違いの, 米国史上最悪の自然災害となった.

そこで本章では，これらの記録的な高潮災害の状況を現地で調査した結果（河合ら, 2000a, 2000b, 2000c, 2001a, 2001b，2004c，2005a，2006d; Kawai et al., 2004b, 2007）をとりまとめ，大災害に至った原因について考察するとともに，高潮推算に関して今後必要とされる技術的課題（河合ら，2004a，2005b, 2008a ; Kawai et al., 2007）について記したい.

2.2 1999 年と 2004 年の台風による西日本の高潮・高波災害

(1) 台風 9918 号のコースと強さ

台風 9918 号は，1999 年 9 月 19 日に台湾の東方で発生し，宮古島付近で勢力を増した後，**図-2.2.1** に示すように，24 日 4 時頃に熊本県牛深市付近を通過し，八代海の西方を八代海の軸とほぼ平行に進んだ．この頃の中心気圧は約 945hPa，進行速度は約 40km/h であり，牛深では瞬間最大風速 66.2m/s を記録した．さらにその後，福岡県大牟田市付近に上陸し，周防灘の西部を抜け，8 時過ぎには山口県宇部市周辺に再上陸した．この頃の中心気圧は約 950 hPa，進行速度は約 50km/h であった．この図には，1940 年代から 1999 年までの約 60 年間に九州に上陸した主要な台風のコースも示している．これらの台風は，9918 号や 9119 号（りんご台風）などの北北東進タイプと，4216 号（周防灘台風）などの北進タイプに大別できる．**表-2.2.1** は，これらの台風が八代海に最接近した頃の諸元を比較したものであり, 9918 号の中心気圧は 4516 号や 9119 号に次ぐものであった．台風 9918 号の高潮・高波による被害の規模は 9119 号を超え，全国的に見ても 1959 年の伊勢湾台風以来のものとなった.

そこで，著者らは，9 月 28 日～29 日に八代海沿岸（当時の地名で熊本県龍ヶ岳町，姫戸町，不知火町，鏡町），10 月 13 日～14 日と 11 月 1 日～2 日に周防灘沿岸（福岡県北九州市，山口県山陽町，小野田市，宇部市，秋穂町，山口市，阿知須町，防府市）において，最高潮位とその起時，その時の波浪や風などの状況を目撃者からヒアリ

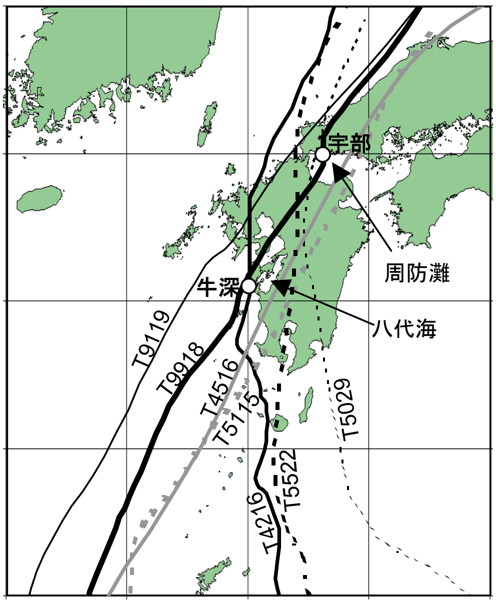


図-2.2.1　九州に上陸した主要な台風のコース

表-2.2.1　台風が八代海に最接近した頃の諸元

台風	中心気圧(hPa)	進行速度(km/h)
T4216	950	45
T4516	930	50
T5029	965	25
T5115	945	75
T5522	950	40
T9119	935	50
T9918	945	40

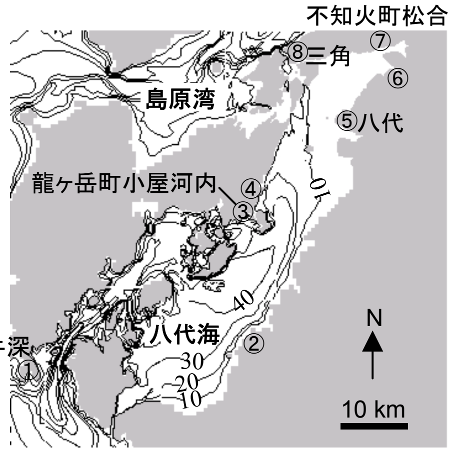


図-2.2.2　八代海周辺の海底地形

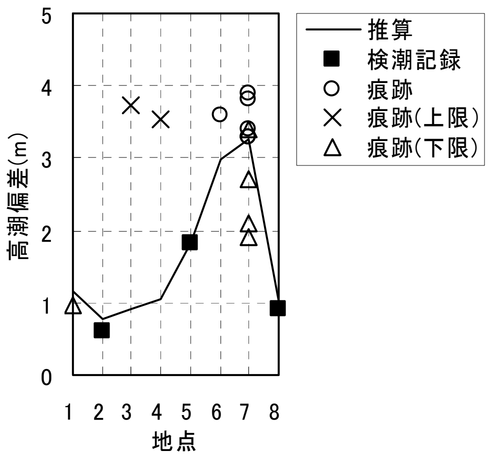


図-2.2.3　八代海沿岸の高潮偏差

ングするとともに，浸水の痕跡や証言による浸水位のレベル測量を行った．なお，著者らの他にも，八代海沿岸では滝川(2000)，周防灘沿岸では山本・瀬原(2000)など，多くの研究者によって調査がなされている．

(2) 台風 9918 号による八代海沿岸の高潮･高波災害

八代海は，**図-2.2.2** に示すように，長さ約 70km，幅約 10km の細長い内湾であり，その軸は九州地方を襲う台風の典型的な進路と平行な北北東を向いている．水深は，湾央の最深部で 50m を超えるが，三角と八代を結ぶ線より北東側の湾奥には 5m 未満の浅瀬が続き，その大部分は干潮時に干上がる．海岸線はＶ字形をなしている．八代海は南西側にある長島海峡や黒ノ瀬戸を通じて東シナ海に，三角周辺にある多くの瀬戸を介して島原湾につながっているが，これらの幅はせいぜい 2km 程度と狭い．天文潮差（干満差）は大潮時に 3.5～4m である．

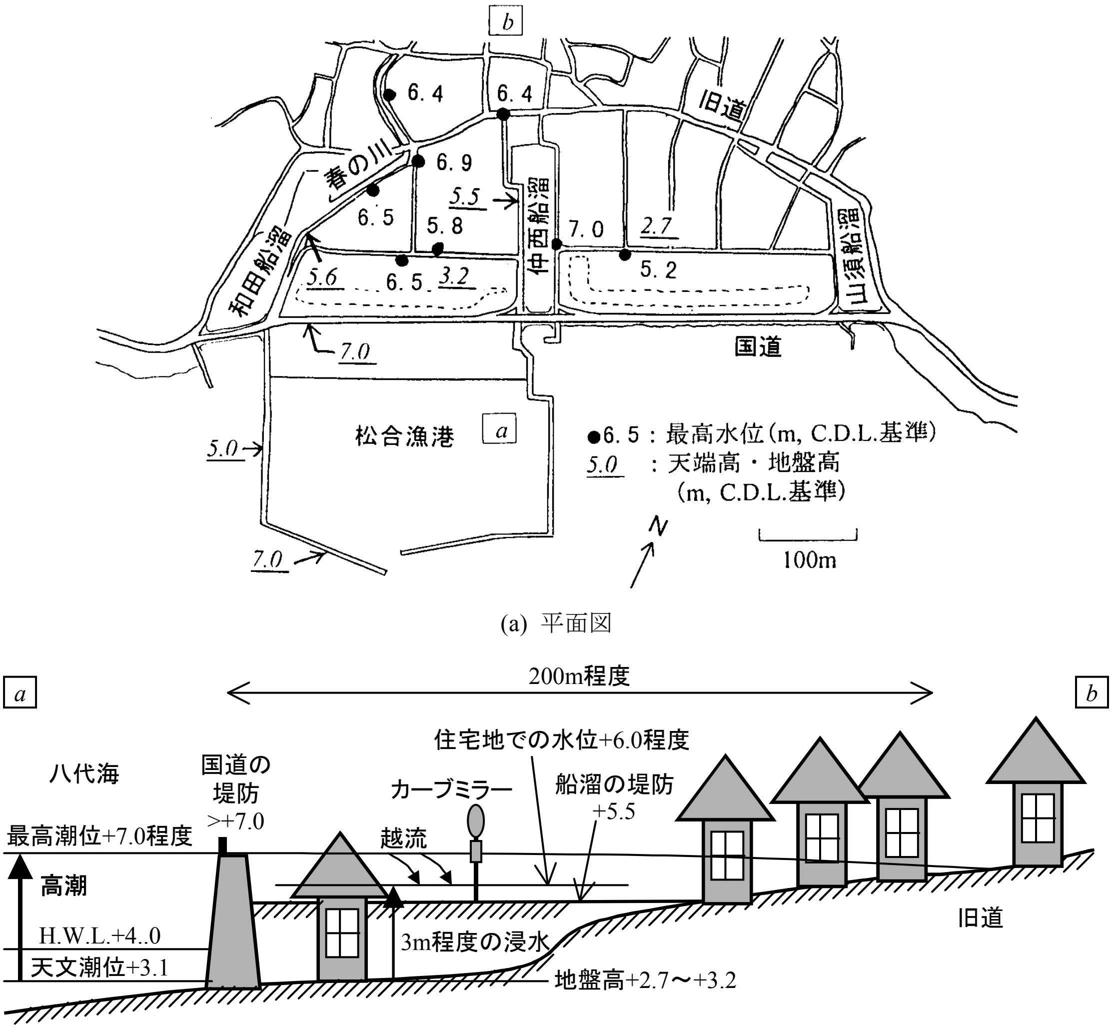
図-2.2.3 は八代海沿岸の検潮記録，痕跡調査，数値計算による高潮偏差をまとめたものであり，湾の南西部で 1m 程度，北東部では 3m を超える高潮偏差が生じていたもの考えられる．この図の地点番号は**図-2.2.2** の丸数字と対応している．痕跡による値は，何れも痕跡や証言による水位から当時の天文潮位を差し引いて求めたものである．その痕跡や水位が最高潮位に対応したものと考えられるものを○印，越波による浸水で潮位より高いと思われるものを×印，ピークの欠測した検潮記録または冠水した地盤や構造物で，最高潮位より低いと思われるものを△印で分類している．推算は，実務でよく使われてきた数値計算モデル（Myers の気圧分布，単層非線形長波方程式）によるもので，このモデルの詳細は**第 3 章**および**第 4 章**で述べる．

①不知火町松合地区

不知火町（現在の宇城市の一部）松合地区（**図-2.2.2** で地点 7）の地形を**図-2.2.4** に示す．この地区には，八代海に沿って国道を兼ねた堤防（パラペットの高さは

C.D.L.+7.0m 以上）があり，この国道から陸側へ食い込んで 3 つの船溜がある．これらの船溜を囲む堤防は国道の堤防より低い（天端高は+5.5m 程度）．船溜の入口には波除堤もあって，八代海の波浪が侵入しにくくなっている．船溜の周りは住宅地になっているが，その地盤は船溜の堤防より約 2m 低く，かつ朔望平均満潮位 H.W.L. より約 1m 低い．**図**(a)において，下線付きの数値は堤防の天端や住宅地の地盤高であり，●印付き太字の数値は痕跡や証言に基づく最高水位である．なお，松合地区は山が海岸まで迫り，住宅に適した土地が限られている．また，大火を経験したこともある．そのため，旧道より海側の塩田だったところにも住宅が建つようになったそうである．

写真-2.2.1 は和田船溜の東側の堤防（天端高は+5.6m）であり，船溜から溢れた海水によって法肩や法面が洗掘されている．**写真**-2.2.2 は和田船溜と仲西船溜の間の住宅地である．壁や屋根には付近の工場から流出した籾殻が付着しており，住宅の一階部分が完全に浸水したことが分かる．この地区では 12 名が溺死した．木造平屋建ての住宅に住んでいた住民の中には，天井を破って屋根にはい上がり，難を逃れた人もいたそうである．この付近の浸水深は 2.6～3.3m に達し，容易に避難できる深さではなかった．和田船溜と仲西船溜の間では水位が C.D.L.+5.8～6.9m に達し，仲西船溜と山須船溜の間でも+5.0～5.2m に達した．この高潮氾濫は旧道付近まで達し，春の川沿いなど旧道を越えたところもある．仲西船溜の東側の堤防に立つカーブミラーの「注意」というプレートの「意」の文字が見えなくなるほど水位が高くなったという証言もある．これが八代海の潮位に対応したものであれば，この高さは国道の堤防とほぼ同じ+7.0m であり，この時の天文潮位を+3.1m とすれば，高潮偏差は 3.9m に達した計算になる．住民の証言によると，午前 5 時 50



(a) 平面図

(b) 断面図（**図**(a)の a と b の区間）

図-2.2.4　松合地区の地形と浸水の状況



写真-2.2.1　和田船溜の東側の堤防

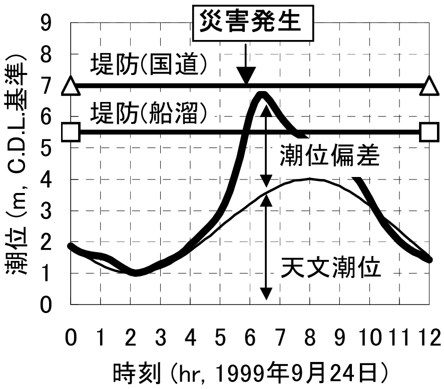


図-2.2.5　松合地区の推定潮位



写真-2.2.2　船溜の間で浸水した家屋

分頃に船溜から大量の海水が溢れ，5 分ないし 10 分という短時間で船溜に囲まれた低い住宅地は池のようになった．また，浸水した家屋の時計の多くも 5 時 50 分頃を指して止まっていた．**図-2.2.5** は，数値計算で推定した潮位の変化であり，5 時から 6 時にかけての 1 時間で潮位が 3m も上昇したことが分かる．また，6 時過ぎには，潮位が国道の堤防の天端に近い高さまで上昇したものと推定される．この堤防には陸側の法肩が崩れている区間もあり，高潮が越流するに至ったかどうかは定かでないが，少なくとも断続的に高波が堤防を乗り越える状況であったと考えられる．なお，浸水の詳細は奥園・高橋(2000)も調べている．

②龍ヶ岳町小屋河内地区

図-2.2.6に示す，龍ヶ岳町（現在の上天草市の一部）小屋河内地区（**図-2.2.2**の地点3）でも，住宅地の浸水が生じた．住宅地の南側には**写真-2.2.3**に示す消波工被覆護岸があり，この護岸の前方に八代海の波浪を遮る防波堤や島はない．護岸側から1列目の住宅では，**写真-2.2.4**に示すように，ブロック塀が倒壊し，一階の窓や壁が破壊された．2列目以降の住宅は浸水しただけで，窓や壁の破壊はあまりなかった．幸いにも松合地区のような死者を出す惨事には至らなかった．なお，午前 4 時 50 分に町内全域に避難勧告が発令されている．住民の証言では，海面は護岸のパラペットが見えなくなるほど高くなり，住宅地では腰上まで浸水した．また，この浸水は短時間（例えば 10 分程度）で生じ，その浸水位は午前 5 時頃に最高になった，という証言もあり，被災住宅の振子時計には 5 時を指して止まっているものもあった．この時の天文潮位は C.D.L.+2.3m であり，証言の浸水位が潮位に対応するものとすれば，高潮偏差は約 4m という計算になる．ところが，数値計算によってこの地区の潮位を推定すると，**図-2.2.7** に示すように，高潮偏差は約 1m であり，天文潮位と合わせた潮位は護岸より約 3m 低く，住宅地の地盤からも約 2m 低い．もしこの浸水位が潮位に対応するものであったならば，住宅の被害は窓や壁だけでなく，屋根にも及んでいたはずである．したがって，住宅地の浸水位が潮位に対応するものであるとは考えにくい．

一方，この住宅地から300mほどの上天草総合病院の屋上にある風速計では，午前4時に平均風速36m/sを記録しており，八代海には強風が吹いていた．SMB法による波浪推算でも有義波高で2mを超える波浪が推定され，この住宅地の浸水は越波によるものと考えられる（平石ら, 2000a, 2000b）．それを裏付けるように，小屋河内漁港では，**写真-2.2.5**に示すように，防波堤（パラペットの天端は+5.4m, 方塊3段に上部工を載せた構造）の堤頭部が被災し，小屋河内漁港から2kmほど西に位置する大道港でも，防波堤（パラペット部の天端は+6.0m）が延長120mにわたって被災した．

(3) 台風 9918 号による周防灘沿岸の高潮･高波災害

周防灘は，**図-2.2.8**に示すように，東西に約90km，南北に約50kmの，ややS字を描いた形状の内湾であり，その北西端は関門海峡を通じて日本海，東端は伊予灘や宇和海を介して太平洋につながっている．水深は伊予灘側で50m近いが，西に行くほど浅くなり，海岸線から10～15kmの

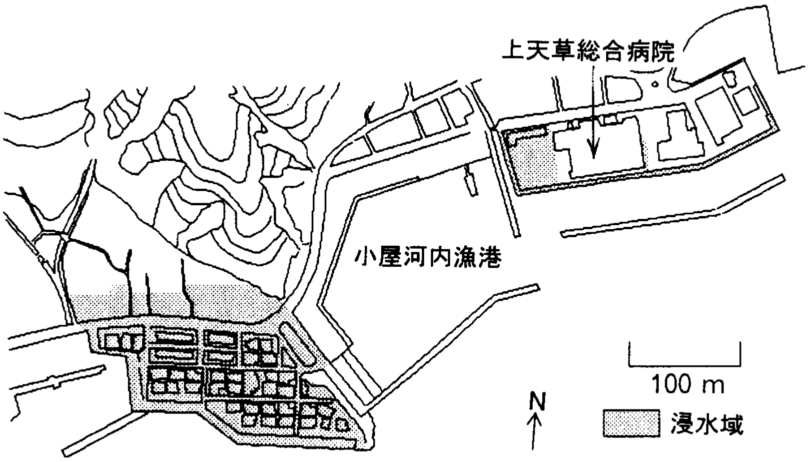


図-2.2.6　小屋河内地区の地形



写真-2.2.3　住宅地前方の消波工被覆護岸

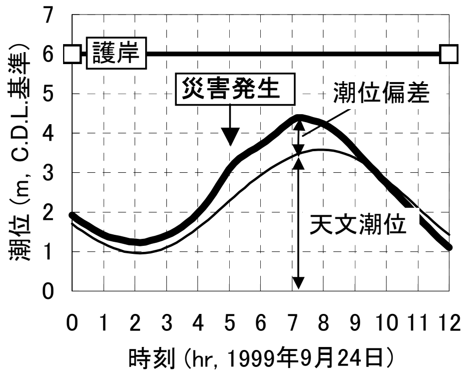


図-2.2.7　小屋河内地区の推定潮位



写真-2.2.4　被災した家屋



写真-2.2.5　小屋河内漁港の防波堤

範囲は水深が概ね20m未満と浅い．天文潮差は大潮時に3.5～4mである．

図-2.2.9 は**図-2.2.3** と同じ要領で周防灘沿岸の高潮偏差をまとめたものであり，この図における地点番号の位置は**図-2.2.8** と対応している．周防灘北岸の広範囲で2m以上の高潮偏差が生じていた．なお，苅田（地点1）から宇部（地点 7）の範囲では，推算値が検潮記録や痕跡による値よりかなり小さく，このような推算値が得られた原因と高潮推算モデルの改良については**第4章**で述べる．

①苅田町から北九州市の沿岸

福岡県苅田町にある苅田港（**図-2.2.8** の地点1）の潮位観測によると，8時の満潮が迫る7時30分には，高潮偏差が2.1mに達し，天文潮と合わせた潮位もH.W.L.の

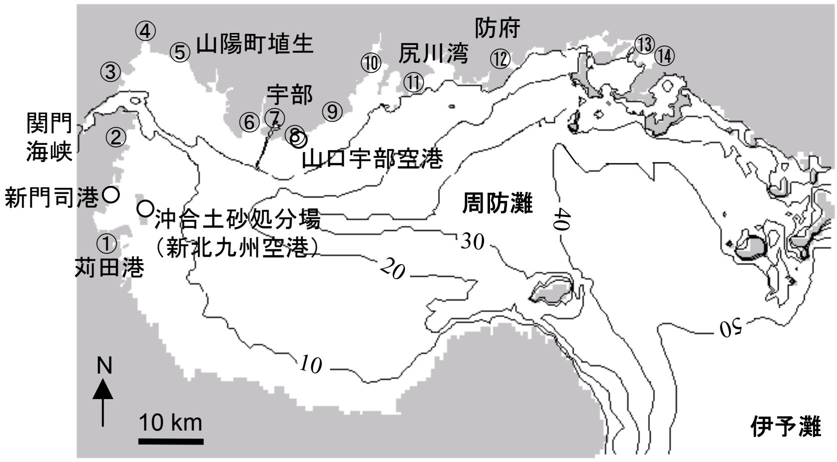


図-2.2.8 周防灘の海底地形

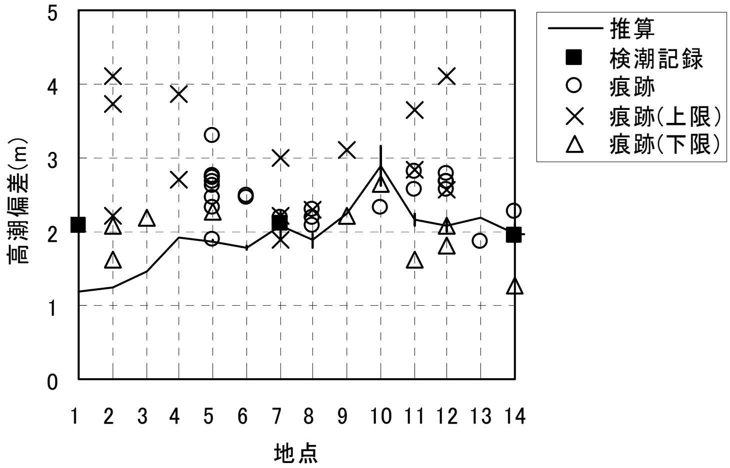


図-2.2.9 周防灘沿岸の高潮偏差

+4.0m を上回る+5.6m に達した．また，その沖合では 8 時に有義波高 3.5m が観測された．このような高潮・高波によって，苅田町から北九州市の沿岸では，護岸の上部工が倒壊し,住宅地が浸水する被害が生じた.例えば,**写真**-2.2.6 は，苅田港と新門司港の沖合にある土砂処分場（後に新北九州空港として開港）の護岸であり，建設途中で裏込土のない状態で，設計以上の高潮・高波が作用し，堤体が傾斜したり，上部工が折れている．また，**写真**-2.2.7 は新門司港の護岸であり，護岸自体の被災を免れたところであっても，激しい越波が道路横のフェンスをなぎ倒し，地盤を洗掘し，背後の建物にも損傷を与えた．

②山陽町埴生地区

山口県山陽町（現在の山陽小野田市の一部）埴生地区（**図**-2.2.8 の地点 5）の住宅地も高潮で浸水した．この地区の地形と浸水の状況を**図**-2.2.10 に示す．**写真**-2.2.8 は漁港の背後にある胸壁であり，波力か漁船の衝突か原因は定かではないが，陸側に滑動している．住宅地の浸水の状況から，最高潮位は苅田より高い+6.3m,高潮偏差も苅田より大きい 2.8m であったと考えられる．漁協関係者の証言によると，漁港の物揚場や住宅地の浸水は 7 時 30 分頃から始まり，10 分か 20 分のうちに水位が 1.5m 程度に達した（7 時 36 分に+6.5m という証言もある）．漁船の一部は休漁期であったために陸揚げされており，胸壁を乗り越えて背後の家屋を直撃したものもある.浸水した頃は,台風の目に入って風は弱まったが,波浪は依然として高く，防波堤の天端（+6.0m のもの）は見えなかった．8 時頃になって海水は引き始めた．なお，この地区では台風 9119 号のときにも浸水したが，そのときの水位は+5.5m 程度であったそうである．

この漁港の東側には防波堤で遮蔽されていない海岸があり，堤防から 2～3 列以内の家屋が損傷した．これらの家屋の後方では地盤が高く，浸水を免れたところもある．また，この漁港の西側にある前場川の河口では橋脚



写真-2.2.6　沖合土砂処分場の護岸



写真-2.2.7 新門司港の護岸

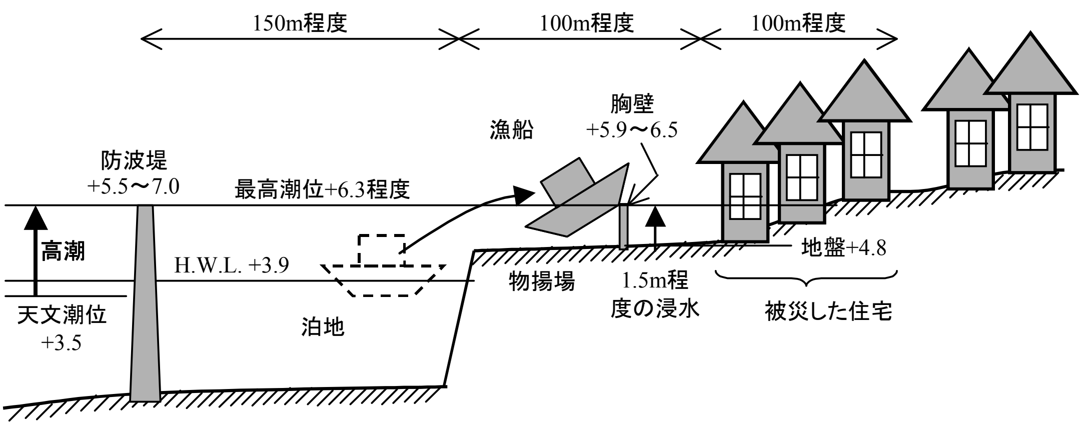


図-2.2.10　山陽町埴生地区の地形と浸水の状況



写真-2.2.8　埴生漁港背後の胸壁



写真-2.2.9　尻川湾の海岸

部分が大きく洗掘された．

③宇部市から防府市の沿岸

宇部市から防府市にかけての沿岸でも，高潮と高波が多くの港湾・海岸施設を破壊し，背後地を浸水させた．中でも，周防灘に面した山口宇部空港では，高潮による潮位の上昇と高波によって護岸の一部が破壊されるとともに，滑走路や空港ビルの一階が浸水した．この護岸はH.W.L.程度の高さまで消波ブロックで被覆されていたが，高潮によって潮位がH.W.L.を2m近く上回ったために，高波が消波ブロックの上に作用するようになり，その衝撃的な波力によって上部工が破壊した．また，山口県秋穂町（現在は山口市の一部）の尻川湾の護岸も，**写真-2.2.9**に示すように，ブロックが崩れ，背後の地盤が洗掘された．この護岸の背後にある住宅の二階から海を見ていた方の話では，海面は8時半頃に最も高くなり，道路（+6.8m）まで波が打ち上がっていた．

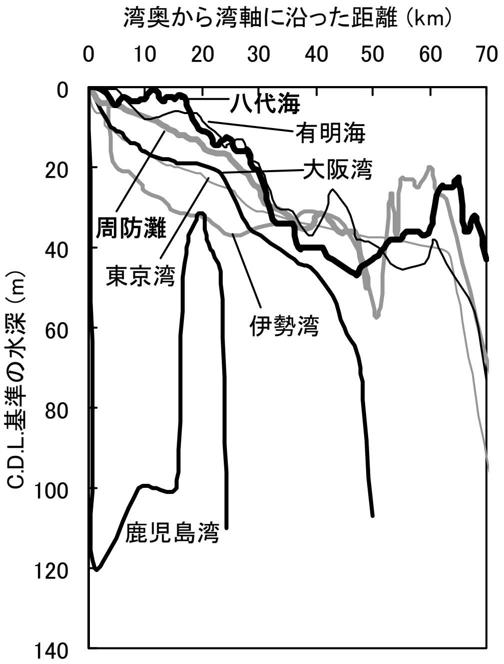


図-2.2.11　主要な湾の縦断面

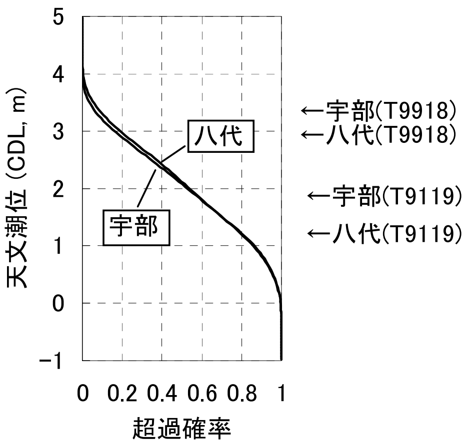


図-2.2.12　天文潮位の出現確率分布

(4) 台風 9918 号が大災害をもたらした原因

前項(2)，(3)で述べたように，台風 9918 号は八代海や周防灘の沿岸に大災害をもたらした．その原因をここで整理しておきたい．

①高潮が顕著になる海底地形をもつ内湾

八代海と周防灘は，図-2.2.11 に示すように，有明海と並ぶ非常に浅い内湾である．八代海は，一般的な台風の通り道と平行な南北方向に長い内湾であり，台風が八代海の西側を通過するときに南風による吹き寄せで顕著な高潮が発生しやすい地形をしている．一方，周防灘は，台風の通り道と直角な東西方向に長い内湾であるが，水深は浅く，台風が接近しつつあるときに，台風の眼の前方で吹く東風による吹き寄せと，台風が通過するときの吸い上げによって，高潮が顕著となりやすい地形をしている．

②強い勢力の台風が危険なコースを通過

台風 9918 号の中心気圧は，表-2.2.1 でも示したように，過去約 60 年間に九州に上陸した台風の中でも勢力の強いものとして上位にランクされる．また，八代海に対してほぼ最大の高潮偏差を生じさせるコースであった．

これら①と②の理由により，八代海と周防灘に顕著な高潮偏差が生じた．

③台風が大潮・満潮時に来襲

台風 9918 号は大潮・満潮にほぼ重なるタイミングで高潮を発生させた．八代海や周防灘では大潮時に天文潮差が 3.5～4m に及ぶため，台風が満潮と干潮時のどちらに来るか，また，その時期が大潮か小潮か，によって天文潮位と高潮偏差を合成した潮位は大きく異なる．例えば，小潮時の満潮位ですら大潮時の満潮位に比べて 1m 近く低い．図-2.2.12 は，八代海の八代と周防灘の宇部を例に，台風シーズンにおける天文潮位の出現確率分布を示したものであり，9918 号で高潮偏差が最大となった時の天文潮位は，八代では超過確率が約 20%，宇部では約 10%と，どちらかというと遭遇しづらい潮位であった．9119 号では八代海や周防灘に 9918 号と同程度の高潮偏差が生じているが，天文潮位が平均海面以下であった．

④想定外の外力による防護施設の破壊と背後地の浸水

台風 9918 号では，防波堤，護岸，堤防，胸壁などの多くの防護施設が破壊された．隅角部，消波工の端部，堤頭部が波力の集中や吸い出しなどで破壊されるなど，これまでの高波災害で見られてきた典型的な破壊が多く見られたことは言うまでもない．この災害では，さらに，潮位が高くなって消波ブロックで被覆されていない上部工に波が作用する，地盤の吸い出しだけでなく大量の越波も裏込土を洗掘して堤体の支持力が不足する，など高潮が破壊を増長させる事例もよく見られた（高橋ら，2000a，2000b；Takahashi et al.，2002）．その一方で，不知火町松合地区，龍ヶ岳町小屋河内地区，山陽町埴生地区では，堤防や護岸の全壊は免れている．設計潮位や防護施設の天端を超える潮位で住宅地が浸水したことは残念だが，これらの防護施設が破壊されていたら，背後地の被害はもっと大きかったであろう．なお，伊勢湾台風の高潮氾濫では貯木場からラワンの材木が流れ出して家屋を破壊したが，台風 9918 号でも，陸揚げされていた漁船や海上工事の台船が漂流し，防波堤や胸壁，背後の家屋に被害をもたらしている．

表-2.2.2　浸水地区の潮位や地盤高の比較

	不知火町 松合	龍ヶ岳町 小屋河内	山陽町 埴生
天文潮位 (m)	+3.1	+2.2	+3.5
高潮偏差 (m)	<3.9	0.9	2.5～3.0
合成潮位 (m)	<+7.0	+3.1	+6.0～6.5
防波堤の天端高 (m)	+5.0～7.0	なし	+5.5～7.0
護岸･胸壁の天端高 (m)	+5.5	+6.0	+5.9～6.5
直背後の住宅地の地盤高 (m)	>+3.2	>+5.0	>+4.8
浸水の深さ (m)	3.3	1.2	1.5
浸水の主要な原因	高潮氾濫	越波	高潮氾濫
浸水が始まった時刻	5:50頃	5:00頃	7:30頃
避難勧告が発令された時刻	なし	4:50頃	7:00頃
死者 (名)	12	0	0

⑤低い地盤高と住民の高潮に対する誤解

表-2.2.2 は本論文で住宅地の浸水を紹介した地区において，高潮の発生状況や住宅地の状況などを比較したものである．これら 3 地区の中で死者を伴う災害に至ったのは，不知火町松合地区のみである．松合地区の最大の特徴は，いわゆるゼロメートル地帯であったために，海の状況を知ることができず，平屋建ての家屋が多く，浸水が 3m に達したときに二階に逃げることもできなかった，というところにある．また，浸水の発生が早朝であったこと，強風のために避難勧告を伝えることができなかったこと，なども影響していると考えられる．ちなみに，伊勢湾台風が伊勢湾に，4216 号が周防灘に高潮を発生させたのも夜であった．ただし，松合地区の被災者の高潮に対する関心が低かったわけではない．八代海沿岸の被災者からは「平成 3 年の台風（9119 号）の時でさえ大丈夫だったから，今回の台風でも大丈夫だと思っていたのに.」，周防灘沿岸の被災者からは「昭和 17 年（4216 号）以来だよ．キジア（5029 号）もルース（5115 号）も大したことはなかったのに．」という声を耳にした．一般の市民は，台風の強さと最高潮位の関係で理解しており，天文潮位と高潮偏差を分けて考えてはいない．

(5) 2004 年の台風による高潮･高波災害

2004 年には，図-2.2.13 に示すように，10 個の台風が日本に上陸し，九州沿岸や瀬戸内海西部では台風 9918 号から 5 年ぶりの災害，瀬戸内海中部では数十年ぶりの災害となった．

例えば，0416 号では，瀬戸内海中部で高潮偏差のピークが大潮・満潮とほぼ重なり，高松市，玉野市，倉敷市などの市街地が浸水した．高松市では，0310 号や 0410 号の時にも高松港に隣接する道路の一部が冠水することがあったが，0416 号の時には市内の広域に浸水が及び（富田ら，2005a，2005b），床上・床下浸水は約 15,000 軒にも及んだ．図-2.2.14 は瀬戸内海各地の潮位の経時変化を示す．最大高潮偏差は何れも 1～1.5m であるが，その起時は東に行くほど遅く，高松では満潮と重なっている．0416 号の一週間後の 0418 号では，瀬戸内海西部で小潮・満潮と重なり，高潮・高波によって多くの港湾・海岸施設が破壊された．また，これまで台風による被害はほとんどないと考えられてきた北陸から北海道の日本

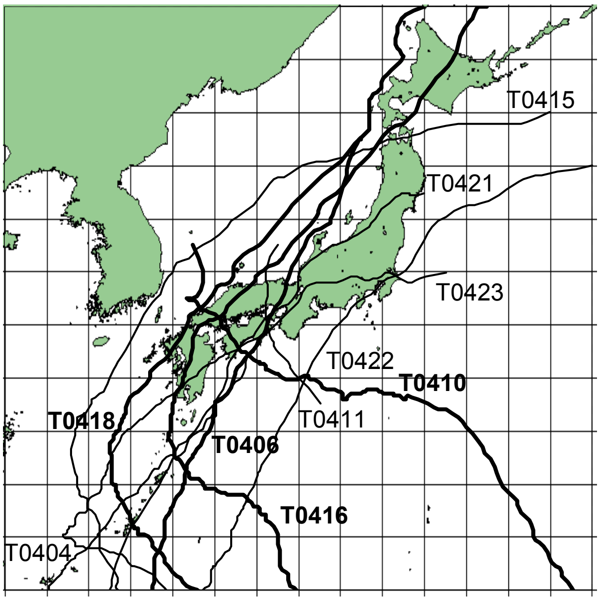


図-2.2.13　2004 年に上陸した台風のコース

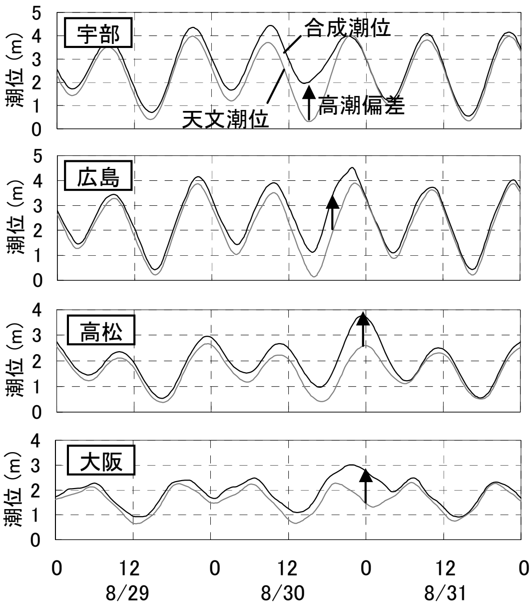


図-2.2.14　台風 0416 号が来襲した時の潮位

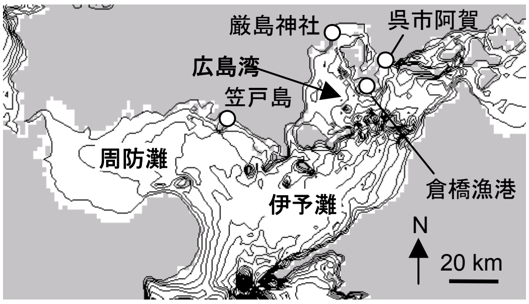


図-2.2.15　瀬戸内海西部の海底地形

海沿岸にも被害が生じた．

以下では，著者らが 9 月 15 日～16 日に実施した瀬戸内海西部の被災調査の一部を紹介したい．各地点の位置を**図**-2.2.15 に示す．

①呉市の沿岸

広島県呉市は芸予諸島に囲まれた小さな内湾に面し，吹送距離も短いことから，これまで高波災害はあまりない地域と理解されてきた．ところが，**写真**-2.2.10 に示すように，0418 号の高波によって，呉港阿賀地区の防波堤では，被覆石が流出して本体も約 40m に渡って損壊した．この船だまりの背後にある住宅地も膝くらいの深さまで浸水したそうである．また，**写真**-2.2.11 に示すように，海岸沿いの道路も延長約 200m にわたり浸食され，埋設されていた水道管，下水道管，電話線も切断された．呉港で観測された最高潮位は+4.8m であり，9119 号や 9918 号の時を上回った．

写真-2.2.12 は，倉橋島（調査当時は広島県倉橋町，現在は呉市の一部）の南岸に位置する倉橋漁港の護岸である．この護岸は 5 段の直立消波ブロックを積み上げた構造になっている．0418 号の高波で，最上段のブロックとパラペットが二段目から外れ，道路側へ滑動した．道路の中央線を越えたブロックもあったそうである．道路の背後にある家屋では，窓ガラスが割れ，シャッターが押し曲げられた．地元の方によると「波しぶきは三階建



写真-2.2.10　呉港大入船だまりの防波堤



写真-2.2.11　県道広仁方停車場線



写真-2.2.12　倉橋漁港の護岸



写真-2.2.13　宮島航路のそばを浮遊する柵



写真-2.2.14　厳島神社の社殿



写真-2.2.15　徳山下松港の笠戸島の護岸

ての建物の屋根も越え，それが屋根を叩いて雨漏りのようになった」とのことである．なお，道路に面した住宅の背後は地盤が低くなっており，護岸の越波か，高潮による潮位の上昇で海水が河川に逆流して雨水が排除されにくくなったのか，理由は定かでないが，床下浸水した家屋もあったそうである．

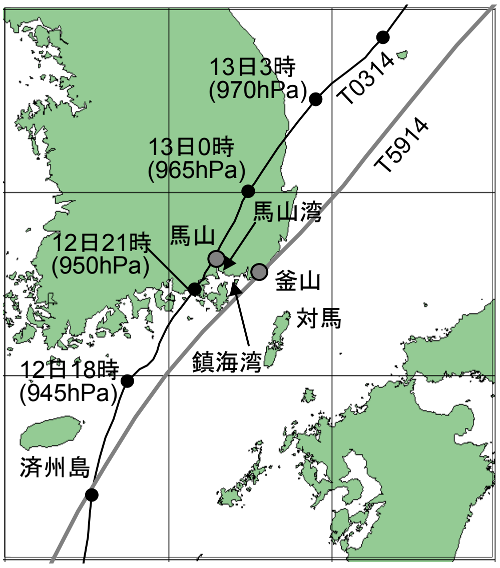


図-2.3.1　台風 0314 号のコース

②厳島神社

写真-2.2.13 は宮島口から宮島（現地調査当時は広島県宮島町，現在は廿日市市の一部）へフェリーで向かう途中に撮影したものであり，木の柵が浮遊している．瀬戸内海では 0418 号の高波で多くのカキ養殖筏が破壊されており，その一つであると思われる．厳島神社の社殿では，0410 号，0416 号，0418 号による高潮で回廊が数十 cm 浸水し，0418 号では**写真-2.2.14** に示すように床板が流出した．厳島神社の参道でも，石積みの護岸の裏込土が高波で洗掘され，石灯籠が倒壊した．強風によって松の木が幹から折れたり，根こそぎ地面から抜けたりしていた．

③笠戸島

写真-2.2.15 は徳山下松港の笠戸島（山口県下松市）にある東風浦護岸であり，この写真の正面奥の方向には周防灘も見える．0418 号によって消波ブロックや根固ブロックが沈下・散乱・破損し，堤体（波返し工）が転倒し，裏込土が吸い出され，水叩きの板が浮いた状態になった．護岸背後の土手に生える樹木も根元の地盤が浸食され，潮枯れで葉が茶色に変色していた．

2.3 台風 0314 号による韓国南岸の高潮災害

(1) 台風 0314 号と馬山湾の特徴

台風 0314 号（アジア名：Maemi，매미）は，2003 年 9 月 6 日に北緯 16 度 0 分, 東経 141 度 30 分で発生した後，9 月 11 日に中心気圧 910hPa の勢力で宮古島を直撃し，風力発電用の風車を 3 基倒壊させるなどの被害をもたらした（石原ら，2003）．さらに，**図-2.3.1** に示すように，9 月 12 日夜遅くに中心気圧 950hPa の勢力を維持して韓

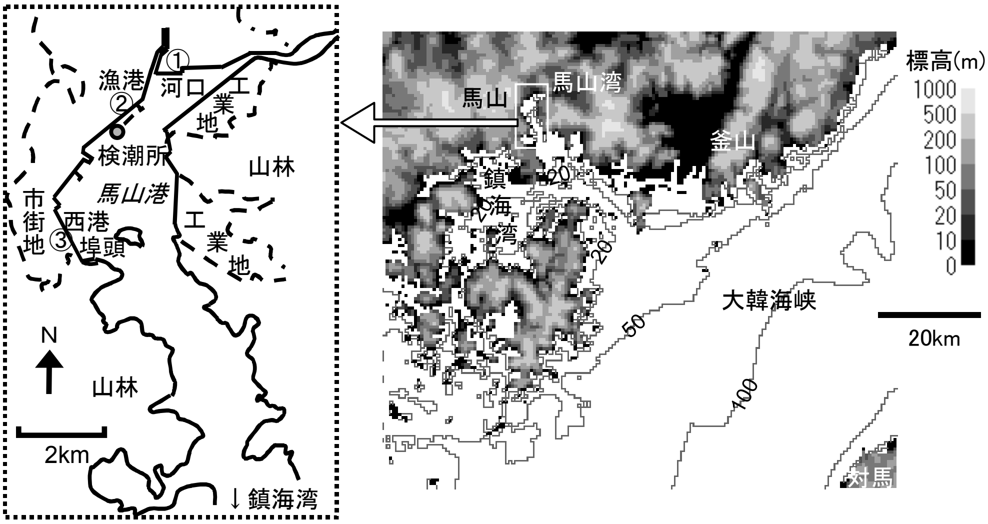


図-2.3.2　馬山湾周辺の地形

国南岸に上陸した．その時刻は大潮･満潮とほぼ重なり，韓国南岸は甚大な高潮・高波災害に見舞われた（Choi, 2004 ; Kang et al., 2004）．特に馬山市（마산시）では，わずか数十分のうちに高潮が岸壁から約 700m にわたって氾濫し，店舗やアパートの地下では溺死者の出る未曾有の災害となった（後藤・李，2004）．馬山湾には検潮所が 1 カ所あり，そこでは約 2.3m の高潮偏差を記録している．ところが，観測室の窓ガラスが割れて越波水が検潮井戸に入った可能性があるなど，その検潮記録にはやや不確かなところもある．なお，韓国でこのような大規模な海岸災害が発生したのは 1959 年の台風 5914 号（宮古島台風，Sarah）以来である．これまで韓国では 5914 号の波浪を防波堤や護岸の設計の基準にしてきた．ただし，5914 号は 0314 号より東側を通り，高潮は顕著ではなかった．

馬山湾（마산만）周辺の地形を**図-2.3.2** に示す．釜山市（부산시）の西方には，対馬海峡西水道（大韓海峡 대한해협）に面して鎮海湾（진해만）がある．この鎮海湾の規模は東西約 40km，南北約 30km と日本の三大湾の約半分であり，水深は湾央部で約 20m，湾口部では 25m を超える．鎮海湾には多くの小島があって海岸線が非常に入り組んでいる点が，日本の三大湾と大きく異なる特徴の一つである．また，湾を取り巻く陸地に平野はほとんどなく，標高 200～500m 程度の山々が連なっている．馬山湾は鎮海湾の北側に位置する，南北に約 10km，東西に約 2km の細長い内湾であり，水深は 4～10m と浅い．湾の北西岸には漁港や港湾施設があり，その背後には市街地が広がっている．検潮所は漁港の防波堤に併設されている．

そこで著者らは，2003 年 10 月 31 日～11 月 1 日に馬山市に絞った詳細な調査を実施した．この調査で対象とした地区は，**図-2.3.2** の①河口付近，②漁港付近，③西港埠頭（서항부두）およびその背後の市街地，である．これらの地区では，浸水の状況を関係者や住民からヒアリングし，建物の損傷の程度を調べた．また，岸壁の天端高や後背地の地盤高，浸水の痕跡や証言による浸水位をレベル測量した．なお，これらの高さは，調査当日の天文潮位をもとに測量したものであり，その天文潮位は海上保安庁(2002)に従って，釜山港を標準港とし，潮高比を 1.56，潮時差を+15 分として推算したものである．なお，釜山市の被害については，高山ら（2004）がとりまとめている．



写真-2.3.1　馬山湾に面した岸壁と道路

(2) 河口付近の浸水

馬山湾の北端部には 2 本の小さな河川が流入している．**写真**-2.3.1 はその河口付近を撮影したものである．この

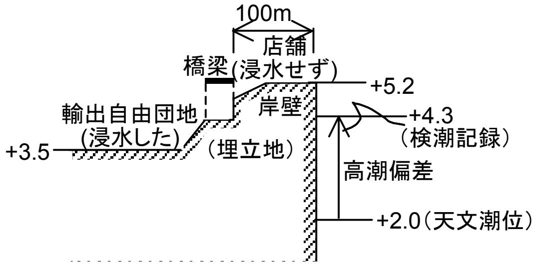


図-2.3.3　河口付近の地盤高と検潮記録の関係

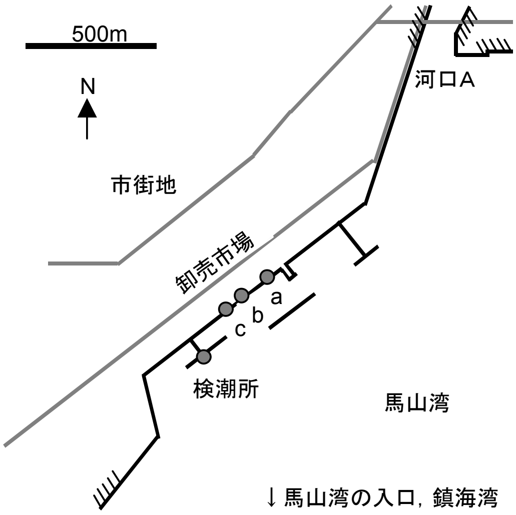


図-2.3.4　漁港付近の地形



写真-2.3.2　漁港の物揚場

写真で遠くに見える幹線道路では縁石の一部が崩落していた．一方，手前に見える岸壁には損傷は見られなかった．この岸壁の直背後は中古車を販売する店舗になっており，現地調査を実施した時（被災から約 1 ヶ月半後）には岸壁の端まで商品の自動車が並べられていた．この店舗の従業員によると，台風の来襲が夜間であったため，岸壁に押し寄せる波の状況や，展示中の自動車が波しぶきを被ったかどうかは，誰も見ておらず，はっきりと分からないが，少なくとも高潮によって店舗の地盤が全面的に浸水することは免れた．この店舗の背後にある道路や輸出自由団地（自由貿易地域）と呼ばれる工業地区は



(a) 岸壁と店舗の位置関係



(b) 証言に基づく最高水位



(c) 地下駐車場への斜路

写真-2.3.3　漁港の岸壁に面した店舗

浸水した．この地域は岸壁が築造される前からあったもので，その地盤は岸壁の天端より低い．

図-2.3.3 は，地盤高を模式的に示したものである．岸壁の天端高(CDL+5.2m)は検潮記録の最高潮位(+4.3m)より約 1m 高く，輸出自由団地の地盤(+3.5m)は低い．それぞれ浸水の有無の証言を裏付けている．岸壁の前面の波高は不明であるが，もし数十 cm であったなら，岸壁の越波は顕著ではなく，店舗の地盤が全面的に浸水することはなかったと考えられる．

(3) 漁港付近の浸水

河口から 1km ほど南西には，**図-2.3.4** に示すように漁港があり，その一角には検潮所もある．地点 a にある

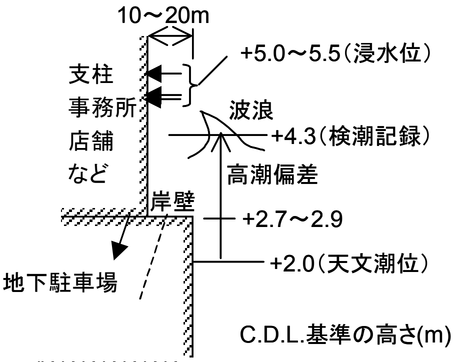


図-2.3.5　漁港付近の浸水位のまとめ

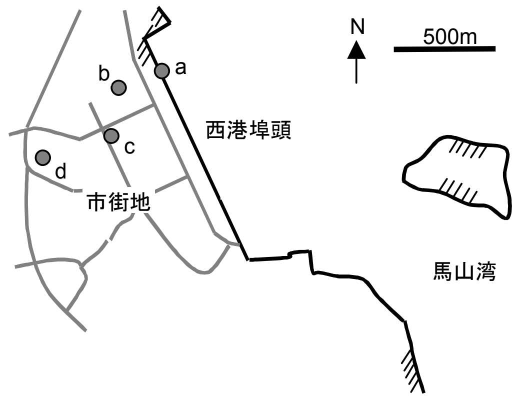


図-2.3.6　西港埠頭および市街地の地形

物揚場(CDL+2.7～2.9m)では，関係者によると，**写真-2.3.2** に矢印で示す，大人の背丈を超える高さ(+5.0m)まで浸水した．この物揚場の南東側の沖には防波堤がある．この防波堤の天端は低く，高潮時の波浪低減効果は小さかったものと思われる．また，地点 b にある事務所でも，1 階の天井(+5.5m)まで濡れた．

地点 c にある**写真-2.3.3**(a)の店舗（刺身料理屋）でも，従業員によると，窓ガラスが割れ，少なくとも**写真-2.3.3**(b)に矢印で示す，柱の電気メータの高さ(+5.0m)まで浸かり，1 階の天井の一部も破損した．玄関の右側にある四角の突起物は地下室の通気口であり，その地下室は駐車場になっている．**写真-2.3.3**(c)はその駐車場への斜路であり，入口は岸壁の方を向いている．止水板など海水の浸入を防ぐものはなかった．地下駐車場の天井にも浸水した跡が残っていた．ところで，**写真-2.3.3**(a)に示すように，この店舗の前にある岸壁には，漁船から漏れた油で付いたと思われる黒い筋が見られる．これは概ね大潮の満潮位を示したものであると思われる．この高さから岸壁の天端までの余裕は数十 cm しかないが，ここに店舗ができてから一度も高潮で店舗が浸水したことはなかった．店舗の前にある岸壁から南方には防波堤や検潮所がある．この位置からは馬山湾の入口を望むことができる．この検潮所では，台風時に観測室に渡る階段が破壊され，観測室の窓ガラスが割れ，越波水が検潮井戸に入った可能性がある．

図-2.3.5 は，漁港周辺の岸壁の高さや浸水位をまとめたものである．ヒアリングで得られた浸水位(+5.0～5.5m)は，検潮記録による最高潮位(+4.3m)より 1m 程度高かった．**図-2.3.2** で示したように，漁港周辺は馬山湾の入口から直接見通せる位置にあるため，鎮海湾からの波浪が到達しやすく，また，馬山湾だけを考えても湾口から約 8km の吹送距離で波が発達する．さらに，漁港の防波堤は天端が低く，高潮時に波浪の低減効果は小さかったものと思われる．主として高潮によると考えられるこの浸水は，物揚場の周辺にとどまらず，背後地にも広がった．以上のことから，検潮記録よりも証言による浸水位が高くなった原因として，波による水面の揺れや，岸壁に隣接した建物で高潮の流れが妨げられて生じた局所的な水位上昇が考えられる．



写真-2.3.4　西港埠頭岸壁



写真-2.3.5　高潮によって漂着した材木

(4) 西港埠頭および背後の市街地の浸水

図-2.3.6 は西港埠頭とその背後の市街地を示したものである．**写真-2.3.4** は西港埠頭の岸壁を地点 a（天端高 CDL+2.8m）で撮影したものである．埠頭の背後（写



写真-2.3.6　食堂の浸水の痕跡



(a) 店舗1階のエスカレータ



(b) 地下駐車場への入口

写真-2.3.7　テドン・シーコア

真の左側）には高さ数十 cm の植栽の盛土や金網のフェンスはあるが，胸壁などの防潮施設はない．岸壁に立って市街地の中をそのまま見通せる状態になっている．市街地の地盤は，岸壁から約 500m までの範囲がほとんど平坦であり，そこから先が上り勾配になっている．

写真-2.3.5 は西港埠頭あるいはその周辺の岸壁に露天積みされていた材木が，フェンスをなぎ倒して漂着したものである．詳細は後述するが，このような材木は市街地内の各地に流れ込み，建物などに損傷を与えた．**写真-2.3.6** は岸壁から約 250m のところに位置する中華食堂（**図-2.3.6** の地点 b）であり，ガラス戸に貼られたポスターには浸水の痕跡(+4.3m)が残っている．その高さは道路の車道の地盤から 1.7m もあり，大人の背丈も浸水したことが分かる．

岸壁から 150～350m の平坦地内には高層マンション群がある．守衛によると，浸水位は地盤から 1.3～1.6m の高さに達した．マンション棟の間には地下駐車場が数多く設置されており，その入口には，海の方を向いたものも逆のものもあった．

岸壁から約 400m 離れた平坦部の端に近いところには，テドン・シーコア（대동씨코아）という，地上が店舗と住宅，地下 1 階がレストラン等の店舗，地下 2～4 階が駐車場になっている，複合ビルがある（**図-2.3.6** の地点 c）．守衛によると，「材木 520 本が海水とともに流入して浸水し，自動車 140 台が被害にあった」とのことである．**写真-2.3.7**(a)は地上 1 階から地下 1 階へ下りるエスカレータであり，その横にあるガラスに浸水の痕跡がはっきりと残っていた．**写真-2.3.7**(b)は地下駐車場への斜路の壁についた痕跡(+4.3m)である．この斜路は地下 1 階に達する手前で右にカーブしており，その付近のコンクリート壁には，材木または自動車の衝突によって開いたと思われる大きな穴が開いて地盤がむき出しになっていた．

テドン・シーコアの周辺でも店舗の壁や看板などに浸水の痕跡が多く残されており，その高さは道路の地盤から 1.5～1.7m であった．

岸壁から約 700m 離れたヘウン・プラザ（해운플라자）というビル（**図-2.3.6** の地点 d）では，地下 3 階のカラオケ施設で 8 名が亡くなった．この建物は，地上 1 階が店舗，地下 1 階が駐車場，地下 2 階が店舗（居酒屋），地下 3 階が店舗（カラオケ）および電気室という構成になっている．その玄関口における痕跡は CDL +4.25m であった．地上から地下 1 階へは自動車用の斜路，階段，エレベータ，業務用階段でつながっており，海水は主として**写真-2.3.8**(a)に示す斜路から入ったと考えられる．「この入口に高さ 0.6～0.7m の鉄製バリケードが設置されたが，大量の海水と流木が押し寄せて，地下への流入を防ぎ切れなかった」という報道もなされている．地下 1 階からさらに下の階へは，主として**写真-2.3.8**(b)の来客用階段から入ったものと考えられる．なお，ヘウン・プラザ周辺の地盤は西港埠頭の岸壁より 1m 以上高いため，浸水位は地盤から数十 cm の高さであった．



(a) 地下 1 階駐車場への斜路　　(b) 地下 1 階の階段室への入口

写真-2. 3. 8　ヘウン・プラザ

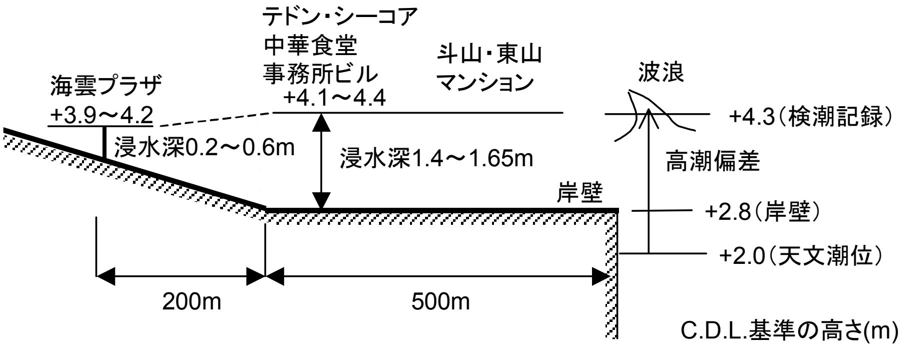


図-2.3.7　市街地の浸水の断面図

図-2. 3. 7 は，西港埠頭から市街地の浸水の状況をまとめたものである．浸水の範囲は岸壁から約 700m にも及んだ．岸壁から約 500m の範囲では，浸水位が+4.1～4.4m であり，検潮記録による最高潮位(+4.3m)とよく一致している．この浸水位は地盤から 1.4～1.65m の高さであり，これは大人の背丈に近い．また，岸壁から 500～700m 離れたところでは，浸水位が+3.9～4.2m とやや低くなっている．なお，浸水のより詳細は，安田ら(2004)，平石ら(2005)が調査している．

2.4 ハリケーン・カトリーナによる米国メキシコ湾沿岸の高潮・高波災害

(1) ハリケーン･カトリーナと被害の概況

2005 年 8 月 29 日，ハリケーン・カトリーナ(Katrina)は，中心気圧が 920hPa という猛烈な勢力を維持したまま，アメリカのミシシッピ川河口付近に上陸した．そのコースを**図-2. 4. 1** に示す．このハリケーンによる高潮で，ルイジアナ州ニューオーリンズ市の運河堤防は決壊し，市街地の約 80%が浸水した．ミシシッピ州やアラバマ州のメキシコ湾岸でも，高潮で浸水したところに高波も押し寄せ，海岸線の近くでは家屋が土台だけを残して破壊され，海岸に係留されていたバージも陸に打ち上げられた．

そこで，著者らは**図-2. 4. 1** に示す範囲で 2005 年 10 月 26 日～29 日に現地調査を実施した．

①ハリケーン・カトリーナの勢力

ハリケーン・カトリーナの中心気圧は，メキシコ湾において 902hPa にまで低下しており，この記録はその時点でギルバート(Gilbert)の 888hPa などに次ぐ歴代 4 位，カトリーナの後に発生したリタ(Rita)とウィルマ(Wilma)を含めても 6 位である．カトリーナの上陸時の中心気圧は約 920hPa であり，カテゴリーは 4 に分類されるが，この中心気圧は 1935 年のレイバーデイと 1969 年のカミールに次ぐ 3 位の記録であった．

図-2. 4. 2 には，カトリーナとよく似たコースをたどったベッツィー(Betsy)とカミール(Camille)のコースも記してある．ニューオーリンズ市では，1965 年のベッツィーによる高潮災害を契機に堤防の築造が開始され，1969 年のカミールでは顕著な災害に至らず，カトリーナによっ

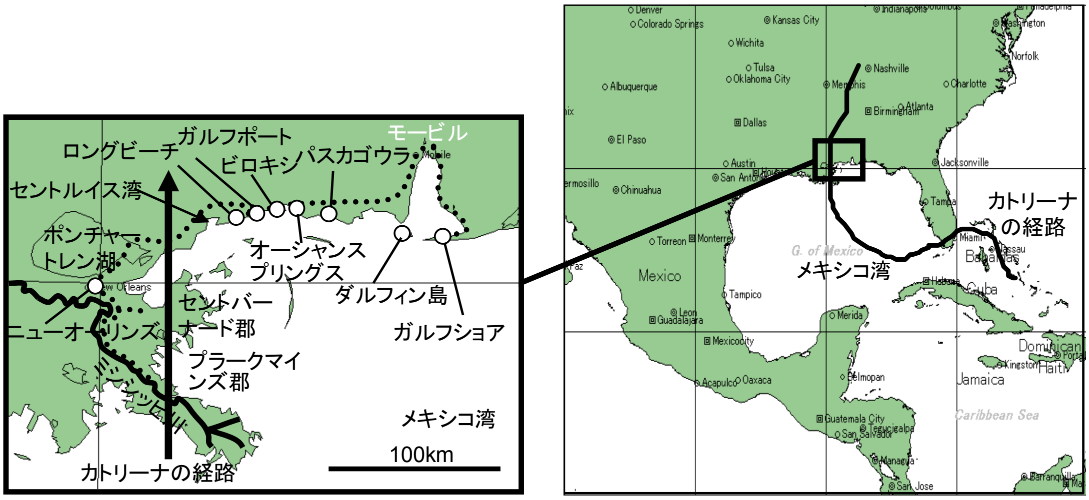


図-2.4.1　ハリケーン・カトリーナのコースと現地調査の範囲

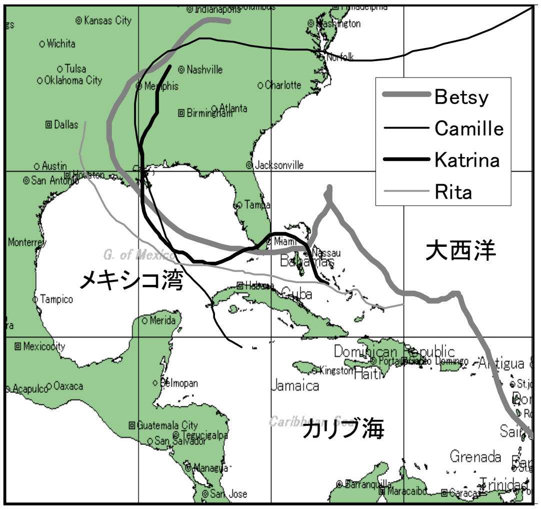


図-2.4.2　ミシシッピ川河口付近に上陸した代表的なハリケーン

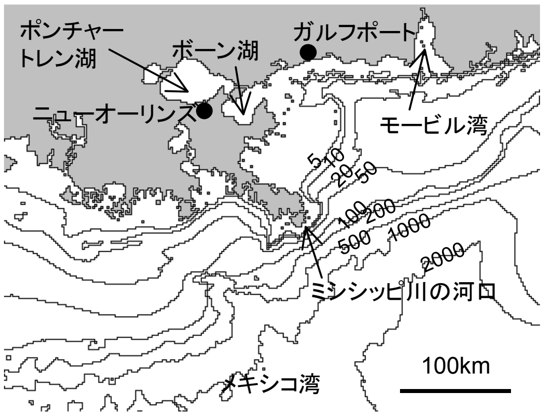


図-2.4.3　メキシコ湾沿岸の水深分布（単位：m）

て 40 年ぶりに大規模な高潮災害に見舞われた．アラバマ州やミシシッピ州のメキシコ湾沿岸では，カミール以来のやはり約 40 年ぶりの高潮・高波災害となった．

②メキシコ湾とニューオーリンズ周辺の地形

メキシコ湾沿岸の水深分布を図-2.4.3 に示す．ミシシッピ川の河口からガルフポート(Gulfport)にかけて，水深 5m 以下の非常に遠浅な海岸が形成されており，海岸線から沖合数十 km には離岸堤のような細長い島が多く並んでいる．ニューオーリンズ市街地の北側には広さが東京湾に匹敵するポンチャートレン湖(Lake Ponchartrain)，東側にはボーン湖(Lake Borgne)があり，これらはメキシコ湾とつながった塩水湖で水深は 5m 以下と浅い．

ニューオーリンズ市（オーリンズ郡 Orleans Parish と同じ）は，ミシシッピ川の河口から約 160km 上流に位置し，メキシコ湾に通じる港湾都市として発展してきた．人口は約 50 万人で，その約 70%が黒人であり，ジャズの街としても知られている．ニューオーリンズ市の周りに位置するジェファーソン郡(Jefferson Parish)，セントバーナード郡(St. Bernard　Parish)などを合わせたニューオーリンズ大都市圏(Greater New Orleans)の人口は約 130 万人に達する．市街地は，ミシシッピ川に接した地盤の比較的高い地域から始まり，干拓によってポンチャートレン湖に近い低湿地帯に拡張された．その結果，図-2.4.4 に示す，ポンチャートレン湖とミシシッピ川に挟まれたゼロメートル地帯に多くの市民が居住することになった．この地形はよく「スープ皿」にたとえられている．

ニューオーリンズ市の周辺には，運河が張り巡らされている．そのうち 17th Street Canal，Orleans Outfall Canal，Bayou St. John，London Av. Canal はポンチャートレン湖につながっている．また，Inner Harbor Navigation Canal は，T 字をなす運河であり，ポンチャートレン湖とミシ

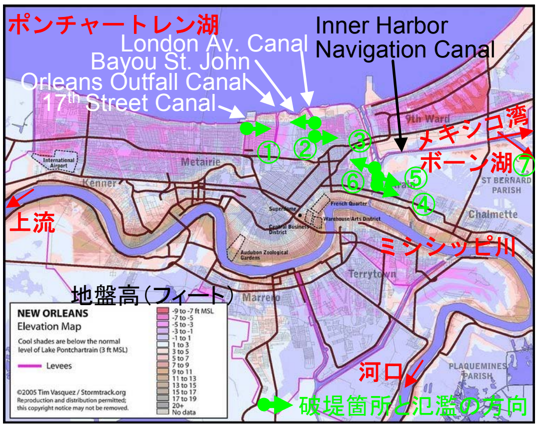


図-2.4.4　ニューオーリンズの地盤高と運河の破堤箇所
（http://stormtrack.org/に加筆）

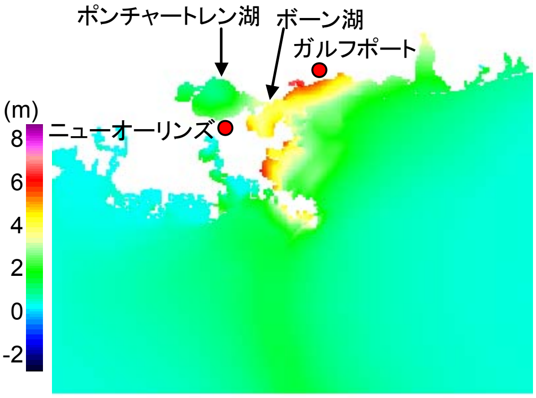
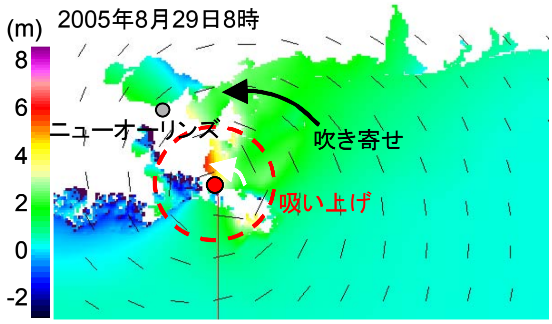


図-2.4.5　最大高潮偏差の分布

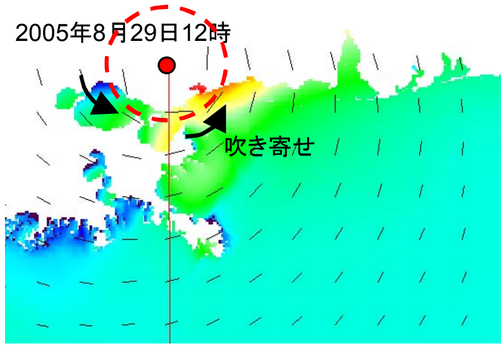
シッピ川を短絡するとともに，東はボーン湖やメキシコ湾につながっている．

③発生した高潮

アメリカ海洋・大気庁(NOAA)によると，オーシャンスプリングス(Ocean Springs)では高潮偏差が 3.5m を超えるまでの潮位が観測され，それ以降は欠測した．オーシャンスプリングスに近いガルフポートでは，家屋の破壊や浸水，バージの陸への打ち上げ，海岸付近の橋桁の落下など被害が生じており，その状況から判断するとこの周辺では高潮偏差が 3～7m に達したものと推測される．なお，メキシコ湾沿岸における天文潮差は 0.5m 程度と小さく，カトリーナ来襲時の潮位の顕著な上昇はほとんど高潮偏差によるものと見なして良い．ブイによる波浪観測では，モービル湾の湾口から 100km ほど沖合で最大有義波 15.4m，14s が観測された．オーシャンスプリングスの 30km ほど沖合にあるブイでは 5.6m，14s と低かったが，これはバリア・アイランドによる遮蔽あるいは地形性砕波の影響によるものであると思われる．



(a) ミシシッピ河口付近に上陸した時



(b) ボーン湖を通過した後

図-2.4.6　風と高潮偏差の平面分布

メキシコ湾沿岸の高潮の状況をもう少し把握するために，ハリケーンの気圧と風の場を Myers の気圧分布を仮定した経験的力学モデルで与え，これらを外力として海水の流れを単層線形長波方程式の差分式で計算した．天文潮，地形性砕波によるラディエーション応力，堤防の越流・決壊，陸上への氾濫を無視した簡易な推算である．図-2.4.5 はこうして求めた最大高潮偏差の分布であり，ポンチャートレン湖で約 2m，ボーン湖で約 5m，ミシシッピ川河口やガルフポートの周辺では約 6m の高潮偏差が得られた．すなわち，ポンチャートレン湖よりボーン湖やメキシコ湾に面した海岸で高潮が顕著であった．図-2.4.6 は代表時刻の高潮偏差の分布である．(a)に示すように，カトリーナの中心がミシシッピ川河口付近に上陸したときに，プラークマイズ郡の沿岸では吹き寄せと吸い上げで高潮が顕著となり，ボーン湖でもニューオーリンズに向って吹き寄せが生じた．このときポンチャートレン湖では，西岸で高潮偏差が大きくなっていた．(b)に示すように，カトリーナの中心がボーン湖を通過してから，ポンチャートレン湖のニューオーリンズ側，ガルフポートなどミシシッピ州の海岸に吹き寄せられた．これらのことから，ニューオーリンズには，まずボーン湖の高潮が襲い，その後にポンチャートレン湖の高潮が襲ったものと考えられる．

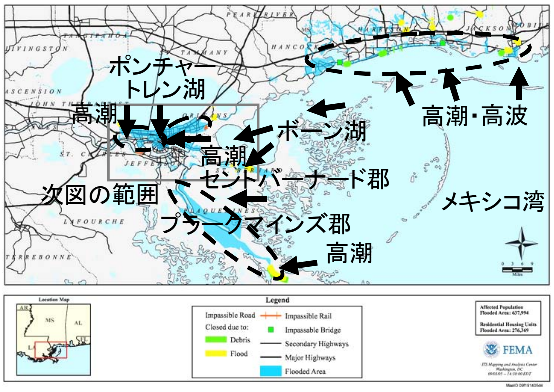


図-2.4.7　メキシコ湾沿岸の被災状況のまとめ（http://www.gimaps.fema.gov/2005graphics/dr1603/la-ms-al_pop_090305.pdf に加筆）

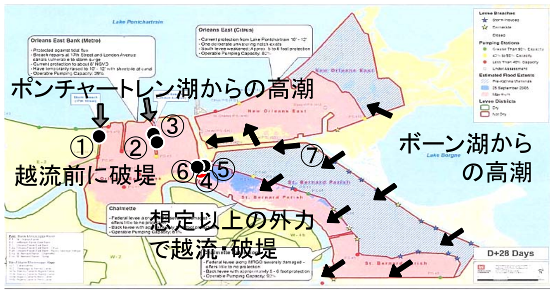


図-2.4.8　ニューオーリンズの運河と浸水の原因（http://www.hq.usace.armyarmy.mil/cepa/katrina/pumps/pumps.html に加筆）

④被害の概況

現地調査を通じて，カトリーナの高潮・高波による災害はニューオーリンズ市の周辺だけでなく，モービル湾の周辺に至るメキシコ湾岸でも起きており，その災害のメカニズムは地域によって大きく異なることが分かった．この災害の外力は，**図-2.4.7** に示すように，ポンチャートレン湖の高潮と，メキシコ湾の高潮・高波の，2 つに分けて考えることができる（高橋ら，2006）．

ニューオーリンズ市の周辺では，**図-2.4.8** に示すように，ボーン湖の高潮によって Inner Harbor Navigation Canal の水位が上昇し，堤防の越流や決壊に至った（地点④～⑥）．さらに，ポンチャートレン湖の高潮で 17th Street Canal や London Av. Canal の水位も上昇し，堤防の一部が決壊した（図中の地点①～③）．また，バージが堤防に乗り上げたところもある（地点⑦）．これら 2 方向からの高潮によって，ニューオーリンズ市の陸地の約 80% が浸水した．運河の堤防は盛土に矢板が打ち込まれ，その上に鉄筋コンクリートの板を立てた構造になっている．ニューオーリンズ市の周辺では，市街地を貫く運河の堤防の決壊は生じたが，ポンチャートレン湖やミシシッピ川に面した堤防に決壊は生じなかった．

(2) ニューオーリズ市周辺の高潮･高波災害

①ジェファーソン郡のポンプ場と運河

ニューオーリンズ市の西側に隣接したジェファーソン郡では，市街地を貫く運河が雨水など内水の排除に利用されている．ポンチャートレン湖岸には 5 台のポンプ場が設置されており，運河の水をポンチャートレン湖へ排水することで，内水位の管理を行っている．ただし，カトリーナ時のような顕著な高潮を想定した構造にはなっておらず，運河への逆流を抑止する弁は手動で開閉する仕組みになっている．

カトリーナの接近時には，一般市民だけでなくポンプ場のオペレーターも避難し，停電も発生したため，湖水は運河へ逆流し，さらにそれが市街地に氾濫した．しかしながら，カトリーナの通過後の早い段階でポンプを稼働させることができたため，この地域では市街地の浸水が長期化せず，復興も早かったそうである．

②17th Street Canal と London　Avenue Canal の堤防の決壊と浸水

写真-2.4.1 は，17th Street Canal の破堤箇所の状況を示す．**写真**(a)は破堤区間の様子であり，堤防の構造は，盛土に打ち込まれた矢板の上に高さ約 2m，厚さ約 20cm のコンクリート板を立てたものである．コンクリート板の中にはゴム製の止水シートが入っている．ジェファーソン郡とは異なり，ニューオーリンズ市の運河はポンプ場を介さず直接ポンチャートレン湖とつながっている．運河の平常水位は盛土の天端よりも低い．被災から約 2 ヶ月を経た現地調査の際には，この写真にあるように盛土で補強してあったが，漏水が背後地に流れ込んでいた．また，堤防が決壊に至らなかった区間では，堤体の一部が傾斜していたものの，堤体の上を越流したことを裏付ける痕跡は見られなかった．運河の水位が堤体の天端に達する前に，基礎矢板の支持力不足により堤体が倒壊したものと思われる．**写真**(b)は破堤箇所から背後の住宅までの様子であり，破堤時の強い流れで堤防の盛土が流されていた．**写真**(c)に示すように，家屋の壁や柱が流され，コンクリートの土台だけを残している家屋もあった．この家屋には少なくとも 2 つの高さに浸水の痕が見られ，痕跡①は破堤後の短時間についたものと考えられる．また，痕跡②は運河の平常時の水位に近いので，高潮がおさまってからポンプで強制排水が開始されるまでの一ヶ月間についたものと考えられる．なお，破堤した堤防の盛土は復旧していたが，漏水は続いており，漏水量を測るための堰が設けてあった．



(a) 破堤区間と堤防の断面



(c) 破堤箇所の直背後にある住宅



(b) 氾濫による土砂の移動と家屋の破壊

写真-2.4.1　17th Street Canal の破堤地点の状況



(a) 外観



(b) 屋内

写真-2.4.2　17th Street Canal の破堤地点から 1.2km 離れた住宅の状況

写真-2.4.2 は破堤箇所から約 1.2km 離れた同じ運河沿いの住宅である．この付近では，**写真-2.4.1**(c)で示したような激しい流れによる壁の破壊は見られないが，**写真-2.4.2**(b)に示すように 2 階の床上まで浸水した．2 階室内の水跡から判断した最高浸水高は，地表から+2.66m である．1 階では浸水時に冷蔵庫が浮き，水が引く際に壁に傾いた状態で着地していた．

17th Street Canal の東側にある London Avenue Canal でも 2 カ所で破堤した．両地点とも，コンクリート壁はユニットの境目から割けて傾斜し，堤防の背後では木造平屋建ての家屋が浮いて流され，壁が破壊されていた．これらの状況は 17th Street Canal とよく似ており，地盤の洗掘で支持力が弱くなった後に矢板式の堤防が倒壊したと考えられる．なお，現地調査を行った平時の運河の水位に対して，堤防のコンクリート板の天端は+4.1m，堤防の盛土の天端は+2.2m，背後の住宅地の地盤は-1.0m，家屋についた泥跡の一つは+0.6m であった．



写真-2.4.3　マリーナにおけるヨットの打ち上げ



写真-2.4.4　ポンチャートレン湖岸の堤防

③マリーナの係留施設とボートの破壊

ポンチャートレン湖岸のシティ・マリーナでは，**写真-2.4.3** に示すように，係留されていたプレジャーボートが岸壁に打ち上げられ，大破しているものもあった．ヨットハウスの室内には明瞭な浸水の跡が残っており，その高さは現地調査時の湖面を基準として+3.2m であった．ヨットハウス周辺には高さが+2.8m のコンクリート壁があり，この壁には目立った破損は見られなかったが，ヨットがこの壁を乗り越えて打ち上げられていた．

写真-2.4.4 は，マリーナの近くにある，West End と呼ばれる地区にあるポンチャートレン湖の堤防である．この堤防には木片などが漂流しており，これらは高潮時に高波によって打ち上げられたものと考えられる．堤防の天端上を越流した痕跡はなかった．現地調査時の湖面を基準として，この堤防の天端高は+5.0m，漂流物の痕跡高は+3.9～+4.2m であった．

ポンチャートレン湖には，ニューオーリンズ市から対岸に向かって，道路橋(Causeway Bridge)が架かっているが，この道路橋には被害が無かった．桁下の高さは現地調査時の湖面から+4.3m であった．

④Inner Harbor Navigation Canal の堤防の越流・決壊と浸水

Inner Harbor Navigation Canal は，ニューオーリンズ市の東部からセントバーナード郡に延びた運河であり，船



(a) 図-2.4.8 の地点④



(b) 図-2.4.8 の地点⑤



(c) 図-2.4.8 の地点⑥

写真-2.4.5　Inner Harbor Navigation Canal の破堤地点の状況

船が流れの速いミシシッピ川を通らずにメキシコ湾からニューオーリンズ港に入港できるように掘削したものである．ミシシッピ川とは閘門を介してつながっており，ポンチャートレン湖とも幅は狭いながらつながっている．この運河に沿って港湾施設が配置され，その周りには工業地帯や住宅地が形成されている．

写真-2.4.5 はこの運河の破堤箇所の状況を示したものである．この破堤はボーン湖の高潮の侵入によるものであり，17th Street Canal や London Avenue Canal とは被災原因が異なる．まず，写真(a)では，矢板とコンクリート板からなる堤体が，堤内側に移動して倒れていた．堤体が地盤から抜けて流されたというよりは，盛土ごと動いたという印象を受けた．この破堤箇所の背後にある住宅地も浸水しており，その被害状況は破堤地点から近い順に，①土台だけが残っている，②壁や屋根が壊れて倒壊している，③建物自体は壊れず軽い木造家屋は浮いて移動している，④浸水しただけ，という 4 段階に分かれていた．堤防のそばには大きなバージが漂着しており，これも高潮浸水時に家屋を破壊する一因になったと考えられる．

写真(b)は写真(a)から 1km ほど離れた破堤地点で，その被災状況は写真(a)とよく似ている．ここでは，堤内地へ流された堤体の一区間はねじれて裏返しになっている．

写真(c)は, (a)と (b)のほぼ対岸に位置する箇所である．この写真にある堤防は，運河の水面に接した堤防の背後に 2 線目として設置されているものである．破堤を免れた区間でも，堤体が堤内地側に傾斜し，それによって堤外側の地盤には隙間ができて，矢板の上部が露出した状態になっていた．堤外地には倉庫もあり，その壁の下半分が破れ，周りにあるフェンスの上端にはビニル袋と思われるゴミが引っかかっていた．これらは，この周辺が高潮で浸水したことを示している．ところで，この堤防の破堤原因は，高潮で大きな水圧が作用したこともあるが，堤内側の地盤にも侵食が見られたため，高潮がこの堤防を越流して地盤を侵食し，堤体の支持力が低下したことも考えられる．この堤防の背後には，貨物の引き込み線やコンテナ置き場があり，そのコンテナは散乱していた．

⑤ニューオーリンズ市の郊外での浸水

セントバーナード郡やプラークマインズ郡でも高潮が海岸や運河の堤防を越流し，広範囲を浸水させた．

写真-2.4.6 は Inner Harbor Navigation Canal の堤防（図-2.3.8 の地点⑦）に乗り上げたバージである．これほど大きなバージが堤防に大きな損傷を与えずに乗り上げるためには，水位が天端を大きく超えていなければならない．このことは，この周辺で高潮が顕著になった証拠の 1 つになる．また，この堤防の背後の樹木林には一様に流出した油の痕跡も見られた．

写真-2.4.7 は，ミシシッピ川の堤防の状況である．堤内地にあった木造家屋は土台を残して破壊され，堤防に打ち上げられたものもあった．堤防の一部は波か流れによってはぎ取られていた．メキシコ湾で発生した高潮が，海岸の堤防を越流し，さらにミシシッピ川の堤防も越えてミシシッピ川に流れ込む，という状況であったと考えられる．メキシコ湾側の堤防の天端高は現地調査時の海面から約 5.5m であり，これを 1m 程度越えるような高潮が生じていたと考えられる．



写真-2.4.6　Inner Harbor Navigation Canal の堤防に乗り上げたバージ



(a) ミシシッピ川の堤防



(b) 堤内地側

写真-2.4.7　ミシシッピ川の堤防とその周辺の状況

なお，今回調査した範囲では，ミシシッピ川の堤防の天端が洗掘された箇所はあったものの，全面的に破堤に



(a) 陸側の全景



(b) 海側の全景



(c) 家屋の被害



(d) コンテナの漂着

写真-2.4.8　ロングビーチの海岸と背後の家屋の被害

至った箇所は見あたらなかった．

(3) ミシシッピ州からアラバマ州のメキシコ湾沿岸の高潮・高波災害

①ロングビーチ他における住宅地の浸水

ロングビーチでは，**写真-2.4.8**(b)に示すように，人工海浜が続き，その緩やかな砂浜の背後に道路がある．道路と砂浜の間に護岸はあるものの，静穏時の浸食を防ぐ程度の高さしかなく，ハリケーン時の高潮による浸水を防ぐことは想定したものではない．**写真-2.4.8**(a)に示すように，陸上は概ね平坦で，海を望めるくらいの範囲にリゾート目的の民家（別荘）やホテルが立ち，その背後の林の中にも家屋が点在している．この地区では，少なくともこの半世紀くらいの間にに，カトリーナによるほどの浸水の被害には遭ったことがない．ハリケーンの強さ（カテゴリー）ごとに避難の対象区域が定められ，避難がこの地域のハリケーン防災の基本になっている．カトリーナの高潮・高波によって，**写真-2.4.8**(c)に示すように，海岸から 1 列目の家屋には，壁や屋根が流失して土台だけ残っているものも多かった．その背後の家屋も全壊は免れても窓が壊れて床が浸水した．その中には，**写真-2.4.8**(d)に示すように，ガルフポートから漂流してきたと思われるコンテナが衝突して破壊された家屋もある．このような被災状況は，インド洋大津波が襲ったタイやインドネシアの沿岸の被災状況ともよく似ている．

ロングビーチ以外のところでも，メキシコ湾に面したところではこれと同じような災害が生じていた．なお，鉄道の盛土のある地区では，この盛土が防波堤と同じような役目を果たし，家屋の浸水は免れなかったが高波による破壊は免れたところもある．

②ビロキシにおけるバージの漂流と橋脚の落下

ロングビーチの東側に位置するビロキシは，カジノではラスベガスに次いで有名な街であり，緩やかな勾配の砂浜の背後にはホテルなどの建物が立ち並んでいる．ただし，カジノ施設は州の法律によって陸上に造ることができないため，海岸に係留したバージの上に設置している．ところが，カトリーナの高潮と高波によって，**写真-2.4.9** に示すように，このバージが岸に打ち上げられ，陸上にある建物に衝突した．この海岸の沖に防波堤など



写真-2.4.9　ビロキシのカジノ・バージの打ち上げと建物への衝突



写真-2.4.10　ビロキシと対岸を結ぶ橋桁の落下

高波を遮るものはなく，陸側にも護岸や堤防など高波の遡上を防ぐものもなかった．

写真-2.4.10 は，ビロキシからオーシャンスプリングスを結ぶ，メキシコ湾の海岸に沿った鉄筋コンクリート製の橋梁である．その橋桁が陸側にずれて，各橋桁のビロキシ側の端が落ちていた．今回の現地調査の時に海面から橋桁の底面までの高さは約 3.8m であり，カトリーナの高潮時に高波で下から衝撃的な波力が作用したものと考えられる．この橋梁の取り付け部の道路は，コンクリート床板，アスファルト層，地盤という構造になっており，地盤が洗掘されていた．**写真-2.4.11** は，この橋脚のたもとの状況である．マリーナに面した建物では 1 階の壁が完全に破れており，少なくともこれに近い高さまでは潮位が達していたものと考えられる．また，陸側でも樹木の先にゴミがひっかかっており，その中には地盤から 4m 以上の高さのものもあった．さらに，海岸沿いの立体駐車場でも，2 階の床が落下しており，高潮による潮位の上昇に高波による大きな揚圧力が作用したものと考えられる．



(a) マリーナに面した建物



(b) 樹木の枝についたゴミ

写真-2.4.11　ビロキシ周辺の建物の被害と漂着物



写真-2.4.12　ガルフショアの海岸

③ガルフショアにおける砂の移動

写真-2.4.12 は，メキシコ湾に直接面したガルフショアの海岸であり，勾配の緩やかな砂浜の後方に高床式の家屋が列をなして並んでいる．その家屋の中には，カトリーナの高潮・高波で破壊されたままのものもあり，既に修理が行われているものもあった．カトリーナの高潮・高波で大量の砂が陸に運ばれたため，その砂を海へ戻す工事もなされていたが，その一部はまだ残っていた．

なお，この砂は真っ白で粒子は細かく，いわゆる「鳴き砂」であった．

2.5. 得られた教訓と今後の高潮推算技術の開発の必要性

(1) 日韓米の高潮災害の共通点と相違点

日本，韓国，米国で最近発生した高潮災害には，規模にこそ大きな違いがあるが，災害の状況やその発生原因には共通する点も多い．これらを今後の高潮防災に生かしていくために，ここで整理しておきたい．

①想定外の潮位の発生と天文潮差

これらの地域では平常時に比べ非常に高い潮位が発生した．その潮位は，少なくともその地域で過去数十年間に遭遇していないものであり，八代海や瀬戸内海，ニューオーリンズでは堤防や護岸など高潮対策施設の設計潮位を上回るところもあった．馬山湾でも岸壁を越えた．

八代海や瀬戸内海は平均水深が 20～30m と浅く，台風の常襲地帯であり，これまでも顕著な高潮が発生してきた．ただし，大潮の満潮と重ならなかったために潮位が朔望平均満潮位を大きく超えることはなかった．天文潮差が 2～4m あるためである．馬山湾の天文潮差も 2m ほどであり，大潮の満潮と重なった．ポンチャートレン湖やメキシコ湾岸の天文潮差は 1m 未満である．

②ハード主体の防災とソフト主体の防災

日本の主要な高潮常襲地域やニューオーリンズでは，過去の高潮災害を契機に護岸や堤防などが整備され，ハードを中心とした防災が行われてきた．そして，これらの施設が築造されて以来，目立った災害は起きなかった．一方，ビロキシなどメキシコ湾沿岸では，土留め程度の護岸があるだけで，これまでもたびたび軽微な浸水が生じてきた．ここに職住する人々は避難と保険による補償というソフト対策に徹してきた．

馬山では岸壁から道路を一本隔てて市街地が広がっており，防潮堤など高潮を遮るものはなく，地下施設の入口に止水板は設置されていない．ただし，一部の地下駐車場では，大雨が降ったときに止水板を設置するところもあり，結果的に浸水によって溺死者の出たヘウン・プラザでも台風時に設置されていた．

③ゼロメートル地帯と地下室

不知火町松合地区，ニューオーリンズ市街地は，いわゆるゼロメートル地帯であり，堤防の越流あるいは決壊によって一階の屋根まで浸水した．これらの地区では平屋建ての建物が多く，ひとたび浸水すると，避難することが難しかった．ニューオーリンズの場合は浸水面積が広く，排水に時間がかかったため，家財道具だけでなく家そのものも腐敗した．

また，馬山市の市街地は，埋め立てによってできた地盤の上にあり，その地盤は満潮位より数十 cm 高いものの，地下駐車場やデパートの地下街が多くあり，これらが浸水した．

④漂流物による二次的な災害の発生

山陽町埴生地区では漁船，馬山市では岸壁に野積みされていた木材，ニューオーリンズやビロキシでは木造家屋やバージが，高潮によって漂流し，堤防や止水板，周りの建物などを破壊し，さらに災害を大きくした．伊勢湾台風でも名古屋港の貯木場から大量のラワン材が流出したことが被害を拡大しており，昔から似たような災害が起きていたことになる．さらにニューオーリンズの場合は，石油関連施設が破壊されて油が流出し，市街地の浸水が一ヶ月も続いたためにその水が腐敗した．これらがポンチャートレン湖やメキシコ湾沿岸にも流れ込み，環境問題に発展した．

(2) 日本の高潮防災への教訓

カトリーナの高潮で，ニューオーリンズの市街地が浸水し，ミシシッピ州からアラバマ州のメキシコ湾沿岸でも家屋や橋梁が破壊され，全米の被害総額は 1,000 億ドルを超えたと言われている．そもそも，これだけ広範囲が浸水して多くの家屋が破壊されたのにもかかわらず，死者が 1,300 人ほどですんだのは何故だろうか．そこで，カトリーナによる災害をその発生前から復旧・復興まで振り返りながら，日本の高潮防災の課題について記したい．

①災害の発生前

米国にはハリケーンの高潮・高波を防ぐ施設があまりない．広いゼロメートル地帯を有するニューオーリンズの市街地には堤防が築かれているが，運河の堤防はカテゴリー3 のハリケーンまで対応できるものであった．つまり，カテゴリー4 で上陸したカトリーナは，運河の堤防にとって超過外力であり，ミシシッピ州やアラバマ州のメキシコ湾沿岸でも浸水を免れない外力であった．米国ではその代わり，ハリケーンの強さを 5 段階のカテゴリーに分け，それぞれに対して避難勧告を発令する地域を定めている．そして，ハリケーンの被害が予想される場合には，その 2～3 日前から避難に必要な情報が発表され，市民は避難を開始する．また，ハリケーンで失われる財産は，普段から掛けている洪水保険によってある程度は補償されることになっている．

- カトリーナの接近時には，避難に用いるバスはあってもドライバーの手配に手間取った．
- クルマを所有していないあるいは運転のできない

貧困層や高齢者など弱者の避難が十分にできなかった．
・ 避難後の盗難を心配して自ら避難を拒否する人も少なくなかった．
・ 洪水保険で想定していなかった運河の堤防の決壊が起きた．

このような反省点が色々とあるのは確かであるが，避難というソフトの防災が人的な減災に大きく役立ったことに疑う余地はない．

一方，日本の高潮対策施設は，伊勢湾台風級の台風による波浪と潮位という一つのシナリオに対して安全であるように設計されている．この防御レベルはアメリカよりも高い．しかしながら，伊勢湾台風級以下の台風であれば安全であると信じ，伊勢湾台風級以上の台風が来襲したときにどんな破壊が起こるのかについての検討は立ち遅れている．伊勢湾台風を超える台風による高潮氾濫のシミュレーションがなされ，その結果がようやく公表されるようになった段階である．

②災害の発生直後

ニューオーリンズの市街地の多くはゼロメートル地帯であった．ところが，日本にも三大湾の沿岸には，ニューオーリンズ市を上回る規模のゼロメートル地帯があり，そこには 400 万人もの人が生活している．万が一，これら内湾の堤防や護岸の弱いところが一カ所でも決壊したら，それがもとで浸水が非常に広範囲に及ぶ可能性を否定できない．また，三大湾の沿岸ほどの規模ではないにしても，他の内湾の沿岸にもゼロメートル地帯は多く存在している．

新聞等のマスコミ報道や現地の方からのヒアリングによると，カトリーナの接近時にニューオーリンズの市民の中には，ルイジアナスーパードームに避難した人も多く，その人数は 1～2 万人に達した．しかし，食糧がすぐに底をつき，避難するためのバスはあってもドライバーの手配に手間取った．カトリーナ来襲の 2 日後の 8 月 31 日になってようやく 700 台のバスを用いて市外へ輸送できたと言われている．電話など通信手段も寸断したため，市民がお互いに安否を確認できず，政府機関ですら救援にあたるべき人との連絡が難しい状況に陥ったそうである．

③災害からの復旧・復興

カトリーナの災害から約 2 ヶ月後に現地調査を行ったときは既に，市街地の排水は完了しており，一部の地区では人々が戻りつつある状況にあった．**写真-2.5.1** は，浸水した建物から色々な廃棄物が出され，それらや壊れた建物を収集しているところである．水道や電気の復旧



写真-2.5.1 浸水家屋からの廃棄物とその収集の状況

作業も行われていた．ただし， 治安維持のために各所に軍隊や警官が配置され，我々も何度か検問や職務質問を受けた．夜間に立入規制の敷かれている地区も残っていた．

その一方で，未だに帰宅のめどがつかず，親類や知人の家に身を寄せ，あるいは被災者に開放されたホテルやトレーラーハウスで生活している人も多かった．救援担当者の宿泊基地も不足していた.災害の防止だけでなく，災害が発生してしまった場合にどう立ち直るのかということも非常に重要である．

なお，復旧を担当するアメリカ陸軍工兵隊担当者によると，復旧は，①準備，②被災後の状況調査，③援助物資の輸送・分配，④がれき(Debris)の撤去，⑤航路浚渫，の 5 段階で行われるとのことであった．航路はハリケーンの直後に閉鎖され，水深を探査して安全を確認できた後に開放し，必要があればポンプ浚渫をしている．

日本では，1959 年の伊勢湾台風による高潮災害以来，それと同程度の高潮災害を経験していない．今回のカトリーナの高潮災害は，今後の日本の高潮防災の参考になると考えられる．

(3) 今後の高潮防災に必要な技術開発

日本では 1959 年の伊勢湾台風を契機に堤防など様々な高潮防災施設が築造されてきたが，近年になって死者を伴う災害が再発している．より効果的な高潮防災を行うためには，今後も様々な技術開発が必要であり，そのうち台風接近時，被災直後，平時の 3 つの時点で必要となる高潮推算について以下に記してみたい．これらの技術の開発については，**第 3～5 章**で述べる．

①台風接近時における高潮予測技術の開発

これから発生する全ての高潮・高波を，堤防などハード施設だけで防御することは不可能であり，避難などソフトの防災も組み合わて被害を最小限にする努力が必要

である．そのためには，台風の接近時にリアルタイムにこれから発生する高潮を予測する必要がある．

気象庁ではこれまでも，全国的な視野で高潮予測を実施し，（本研究を開始した頃は）東京湾，大阪湾といった海域単位で高潮予報を出してきたが，高潮は海域内の位置によって大きく異なる．地域に密着したきめ細かな防災に生かすためには，各港湾・海岸といったさらに小単位の高潮予測が必要となる．また，防災という観点からすると，最も確からしい値（台風が予報円の中心を通った場合の値）とともに，十分発生しうる範囲で最悪の値（台風が予報円の中の最悪のコースを通る場合の値）の予測も必要である．

したがって，台風が接近しつつあるときに，リアルタイムに高潮を予測する技術を開発する必要がある．これについては**第 3 章**で扱うものとする．

②現象の正確な再現を目的とした高潮数値計算モデルの高精度化

防波堤や護岸が被災したときに，その外力となる高潮や高波の状況を正確に推定することは，被災原因を特定し，粘り強い（壊れにくい）施設を整備していく上で不可欠である．また，被災後ではなく，日頃からの高潮への備えとして設計潮位や設計波浪を定めるときにも，高潮や高波を詳細に再現する必要がある．

これまで港湾の実務で一般に使われてきた高潮や波浪の推算モデルでは，台風の気圧分布を同心円で近似し，海面摩擦の影響のない自由大気の風速に一定の補正係数を乗じて海上風を求め，この海上風による波浪と高潮をそれぞれ独立に推算してきた．ところが，このモデルで台風 9918 号による高潮を推算すると，**図-2.2.3** で示したように八代海では現地の状況を概ね再現できたようであるが，**図-2.2.9** に示したように周防灘の宇部より西側の海域で過小評価した．同じような方法で推算した海上風でこの海域の波浪を推算しても過小評価されることが分かっている．このように高潮や波浪が過小評価された原因の多くは海上風の推算誤差にあると考えられる．内湾では海上風が周りの陸上地形の影響を受けるが，現在のモデルでは陸地が考慮されていない．それ以外にも高潮と波浪の相互作用など，現在のモデルで扱っていない物理現象もある．周防灘のような水深の浅い内湾では，高潮や天文潮による水深や流れの変化が波浪の発達・伝播に影響しやすい．逆に，閉鎖性の高い内湾で急速に発達する波浪は，海面せん断応力を大きく変化させ，これが流れにも大きな影響を及ぼすと考えられる．

したがって，陸上地形の影響を考慮して海上風の推算精度を高め，波浪と高潮の相互作用も取り入れた，高精度な高潮推算モデルを開発する必要がある．これについては，**第 4 章**で扱うことにする．

③設計潮位の確率評価

日本ではこれまで，①朔望平均満潮位に伊勢湾台風級の台風による高潮偏差を加えた潮位，②既往最高潮位，の何れかを基に高潮対策施設の計画潮位を定めてきた．このような潮位は，滅多に起きないものである一方で，現に遭遇したものであるために現実味もあり，高潮の防護目標として市民に説明しやすいものであった．ところが，台風 9918 号では想定を超える高潮が堤防を越えて死者を伴う災害に至った．また，計画潮位の決め方は異なるが，韓国と米国でも想定を上回る高潮が発生している．

伊勢湾台風は本当に果たしてワーストケースだろうか．また，地球温暖化による平均海面の上昇や台風の強大化（IPCC，2007）で，ますます高潮災害は頻発しないだろうか．このような疑問がある．したがって，現在の計画潮位の基になっている伊勢湾台風の確率的な意味を明確にするとともに，地球温暖化による高潮の出現特性の変化を明らかにする必要がある．この重要性は国土交通省の委員会等（例えば，ゼロメートル地帯の高潮対策検討会，2006）でも指摘されている．そこで，確率台風モデルを用いた設計潮位の確率評価を**第 5 章**で試みる．

3. 台風接近時の高潮予測計算の効率化と潮位の確率予測に関する考察

3.1. 概説

護岸や堤防など高潮対策施設は，設計潮位や設計波浪に対し，施設自体が破壊せず，背後地への越波量が許容値以下となるように設計されている．ところが，**第 2 章**でも述べたように，設計潮位を上回る潮位が発生することも稀にあり，また，特に港湾域では防潮堤などで構成される防護ラインの外側（海側）にも物流施設などが展開されつつある．したがって，台風接近時に各港湾・海岸でこれから発生する高潮の最大偏差やその起時をリアルタイムに正確に予測することができれば，その情報は浸水対策や避難の実施において非常に有益なものになる．

高潮予測の方法にはまず，既往の観測値に基づいた経験式（例えば，気象庁，2003）を用いる方法がある．気象庁の台風進路予想情報とこの経験式を結合させた，高潮予測システムを既に導入しているところもある（額田ら，2003）．その一方で，流れの運動方程式を数値計算モデルによって解く方法もあり，気象庁の現業にも導入されている（檜垣，2001）．パソコンで数値計算モデルを解くシステムもいくつか提案されており（山口ら，1995a；

中平ら，2003；辻尾ら，2007），数値計算モデルの種類や計算の対象範囲などにもよるが，現在の普及型パソコンであっても1〜2時間で予測が可能になりつつある．コンピュータの演算速度の向上によって今後数年のうちに，数値計算モデルによる高潮予測が主流になると思われる．しかしながら，経験式と数値計算モデルによる予測値の比較や，数値計算モデルの計算条件が予測値に及ぼす影響については，必ずしも十分に整理がなされていない．

そこでまず，台風接近時にパソコンで数値計算モデルによる高潮予測を試み，解決すべき課題を整理した．次に，これらの課題に応えるべく，経験式や数値計算モデルによる高潮の予測精度を明らかにした．ここでは大阪湾周辺を例に，両方法で高潮を計算した結果を観測値と比較した．また，数値計算モデルでは，空間的な格子間隔や計算開始時の台風の緯度によっても計算結果に差が出ることがあるため，これら計算条件の影響も検討した．そして，高潮予測の改良の余地についても検討した．

ところが，このような従来の高潮予測の枠組みでは解決できない課題がある．例えば，台風コースの限られた予測では，当該海域にかかる予報円の半径が大きいと，発生し得る最高の潮位を得るのが難しい．その一方で，「予測で得られた最高の潮位を超える潮位はあまり発生しない」という現実もあり，「予測を下回ること」を「空振り」と受けとめる人がいれば，防災の緊張感は薄れてしまう．これらの難点の対処法の一つに，予報円の内外を通る無数のコースに対して高潮計算を行い，得られた潮位を確率分布として示す方法，すなわち「潮位の確率予測」がある．この方法で，①最大高潮偏差や最高潮位の予測値がどんな確率分布になっているか，② 5本のコースで得られる最高潮位が無数のコースで得た確率分布でどのような位置にあるか，③台風最接近までのリードタイムによって予測値の幅がどう変化するか，についても調べた．

本章では，これらの成果（河合ら，2004a, 2004b, 2005b, 2008b；Kawai et al., 2009）をまとめて記す．

3.2. 高潮予測の試行と明らかになった課題

(1) 高潮の計算方法

高潮推算には様々なモデルがある．時間に余裕があるときには，空間的に細かな計算格子を用いて，陸上地形が海上風に及ぼす影響，波浪の発達による海面粗度の変化など，様々な物理過程を取り入れて精緻な推算を行うことも可能である．しかし，台風が接近しつつあるときに短時間で結果を求める場合には，計算精度をあまり落とさない範囲で計算を効率化し，演算時間の短縮を図ったモデルが適している．また，台風の進路予測にも不確定性があるため，最も確からしい台風の進路に対してのみ精緻な推算をするよりは，ある程度の確率で通りそうないくつかの台風の進路に対しても推算し，最悪のケースに備えることが，防災上重要である．すなわち，推算時間と推算精度のバランスが重要であり，防災の実務では一般的なコンピュータ環境で演算速度に応じた最適なモデルが求められている．

台風接近時の予測計算に向いた高潮推算モデルとして，経験的台風モデルで気圧・風を推算し，それを外力条件として①観測値に基づく経験式，あるいは②流れの数値計算モデル，で高潮を推算するものがある．本論文ではこれらのモデルについて，推算精度の検証や計算方法の効率化の検討を行うことにした．

①経験的台風モデルによる気圧・風の推算方法

台風の気圧分布を表すモデルとしては，次式に示すMyersの式（Myers and Malkin, 1961）がよく使われている．

$$p = p_c + \Delta p \exp\left(-\frac{r_0}{r}\right) \tag{3.2.1}$$

ここに，pは台風の中心から距離rだけ離れた点の気圧，p_cは中心気圧，Δpは気圧深度である．また，r_0は最大風速半径であり，沖縄地方〜東北地方南部の気象官署で観測された海面換算気圧から推定した．

台風の風は気圧傾度風と場の風がベクトル合成されたものとし，海上における傾度風の成分U_1は次式で与えた．

$$U_1 = C_1 U_{gr} \tag{3.2.2a}$$

$$U_{gr} = -\frac{rf}{2} + \sqrt{\left(\frac{rf}{2}\right)^2 + \frac{\Delta p}{\rho_a}\frac{r_0}{r}\exp\left(-\frac{r_0}{r}\right)} \tag{3.2.2b}$$

ここに，C_1は経験的な低減係数（一般的には0.6〜0.7の値が使われており，本研究では0.66），U_{gr}は自由大気における風速，fはコリオリの係数（$=2\omega\sin\phi$，ω：地球自転の角速度=7.29×10^{-5} rad/s，ϕ：緯度），ρ_aは大気の密度（=1.22kg/m^3）である．また，その風向は，自由大気に比べ台風の中心側に30deg偏向しているとした．

一方，場の風成分U_2は次式で与えた．

$$U_2 = C_2 \frac{U_1(r)}{U_1(r_0)} V_T \tag{3.2.3}$$

ここに，C_2は経験的な低減係数（本研究では0.66），V_Tは台風の進行速度である．この成分の向きは台風の進行方向と同じである．

表-3.1.1　経験式の係数 a，b，c の値

地点	a	b	c	主風向
高松	3.184	0.000	0	SE
神戸	3.370	0.087	0	S24°E
大阪	2.167	0.181	0	S6.3°E
洲本	2.281	0.026	0	SSE
和歌山	2.608	0.003	0	SSW

②観測値に基づく経験式

台風時の高潮偏差の最大値を簡易に求める経験式（気象庁の実験式）として次式がよく知られている．

$$H = a(1010 - P) + bW^2 \cos\theta + c \qquad (3.2.4)$$

ここに，係数 a を含む右辺第一項が気圧寄与分，係数 b を含む第二項が風寄与分に相当し，H は高潮偏差の最大値(cm)，P は気圧の最低値(hPa)，W は平均風速の最大値(m/s)，θ は主風向（概ね湾軸の方向）と最大風速 W とがなす角度，a，b，c は各地点で既往の観測値から求めた回帰係数である．例えば気象庁では，主に 1950～1960 年代の観測値から全国 44 地点における係数を求めており，c の値は 3 地点を除いて 0 である（気象庁, 2003）．そのうち本研究で対象とする大阪湾周辺の値を**表-3.2.1** に示す．ただし，これらの係数は，主として湾の西側を通過した台風のときの観測値から求められたものである．

この経験式はもともと高潮偏差の最大値を推定するためのものであるが，本研究では各時刻の気圧・風の諸元を代入し，得られた高潮偏差をその時刻の高潮偏差とみなすことにした．また，その気圧・風の諸元としては，気象官署で実際に観測された値と，台風モデルから推定した値の両方について検討した．経験式を用いた高潮予測では複雑な計算を必要としないため，パソコンを用いれば一瞬で予測を終えることができる．

③長波方程式を差分化した流れの数値計算モデル

高潮の数値計算モデルは，**前項**(1)で述べたような方法で推定した気圧・風の場を入力条件とし，気圧低下による海面の吸い上げ，風による海面のせん断応力，海底の摩擦応力，海水の渦動粘性などを考慮して，流れの連続の式や運動方程式を解くものである．最も基本となる数値計算モデルは，単層の線形長波方程式に基づくものであり，気象庁の高潮予測モデルもその一つである（檜垣, 2001）．

本研究でも単層の線形長波方程式に基づく数値計算モデルの一つを用いた．その基礎方程式は以下の通りである．

$$\frac{d\eta}{dt} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \qquad (3.2.5)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} = fN - gD\frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{D}{\rho_w}\frac{\partial p_0}{\partial x} + \frac{\tau_{sx} - \tau_{bx}}{\rho_w} + A_h\left(\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2}\right) \qquad (3.2.6a)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = -fM - gD\frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{D}{\rho_w}\frac{\partial p_0}{\partial y} + \frac{\tau_{sy} - \tau_{by}}{\rho_w} + A_h\left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N}{\partial y^2}\right) \qquad (3.2.6b)$$

ここに, t は時刻, M, N はそれぞれ x, y 方向の流量フラックス，D は全水深（＝静水深 h＋高潮偏差 η），ρ_w は海水の密度, p_0 は海面気圧, A_h は水平渦動粘性係数である．また，τ_{sx}，τ_{sy} は x, y 方向の海面せん断応力，τ_{bx}, τ_{by} は x, y 方向の底面せん断応力であり，それぞれ以下のように与えた．

$$\tau_{sx} = \rho_a C_D W_x \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \qquad (3.2.7a)$$

$$\tau_{sy} = \rho_a C_D W_y \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \qquad (3.2.7b)$$

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_a g n^2}{D^{7/3}} M\sqrt{M^2 + N^2} \qquad (3.2.8a)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_a g n^2}{D^{7/3}} N\sqrt{M^2 + N^2} \qquad (3.2.8b)$$

ここに，W_x，W_y は海上風速 W の x，y 成分，n は Maning の粗度係数である．また，C_D は海面抵抗係数であり，本多・光易(1980)による式を用いた．

$$C_D = \begin{cases} (1.290 - 0.024W)/10^3 & (W < 8) \\ (0.581 + 0.063W)/10^3 & (W \geq 8) \end{cases} \qquad (3.2.9)$$

本研究ではさらに，次式のように運動方程式に非線形項を付加した，単層の非線形長波方程式に基づく数値計算モデルについても検討した．

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{M^2}{D}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{MN}{D}\right) = fN - gD\frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{D}{\rho_w}\frac{\partial p_0}{\partial x} + \frac{\tau_{sx} - \tau_{bx}}{\rho_w} + A_h\left(\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2}\right) \qquad (3.2.10a)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{MN}{D}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{N^2}{D}\right) = -fM - gD\frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{D}{\rho_w}\frac{\partial p_0}{\partial y} + \frac{\tau_{sy} - \tau_{by}}{\rho_w} + A_h\left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N}{\partial y^2}\right) \qquad (3.2.10b)$$

高潮の数値計算では一般に，天文潮による水位変化や

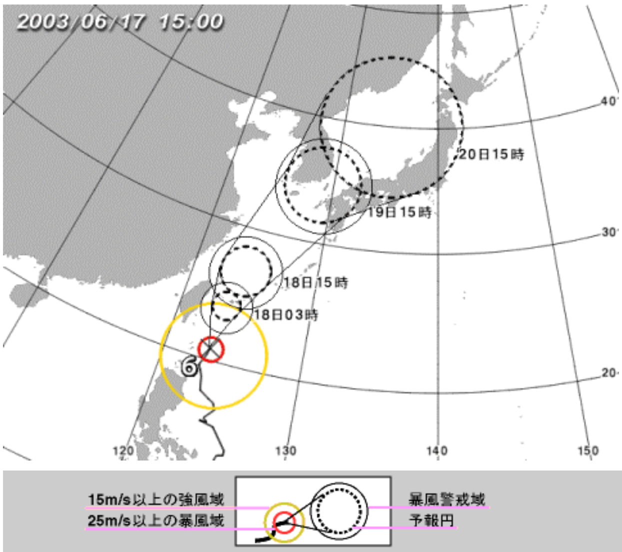


図-3.2.1　気象庁の台風予報円の例（気象庁ホームページ）

流れを無視し，高潮偏差の分だけを計算する方法がとられている．本研究でもこの方法に従った．

(2) いくつかの台風に対する高潮予測の試行

本研究では高潮のリアルタイム予測に関する基本技術の確立を目指し，2001 年以来，台風の予報円が九州～関東地方にかかり，顕著な高潮が発生する可能性がある場合に，以下の要領で高潮予測を試みてきた．

①高潮予測に用いる台風の進路は，**図-3.2.1** に示すような，気象庁から発表される 3 時，9 時，15 時，21 時（日本標準時）を基準とした予報において，予報円の西寄り，中心，東寄りを通る 3 つのコースを基本とした．ただし，なるべく危険と思われるコースを設定するために，概ね予報円の範囲でこれら 3 つとは異なるコースを設定した場合もある．

②高潮の計算には，前項(1)で述べた数値計算モデルを用いた．

③その演算には市販の普及型パソコン（OS: Windows Me または Xp，CPU: Pentium III－1.0GHz～IV－2.53 GHz）を用いた．複数の台風コースに対して計算する場合には，台風コースごとに 1 台のパソコンを割り当て，互いに独立で計算を行った．

④天文潮位の経時変化も 60 分潮の調和定数を用いて計算し，高潮偏差の経時変化と合わせて整理した．

以上の要領で，台風 0111 号の接近時には伊勢湾周辺，0115 号では伊勢湾と東京湾の周辺，0117 号では東京湾周辺，0209 号では鹿児島湾周辺，0310 号では九州沿岸から伊勢湾周辺，0314 号では九州沿岸から瀬戸内海西部，0315 号では九州から関東の沿岸に対して，それぞれ高潮

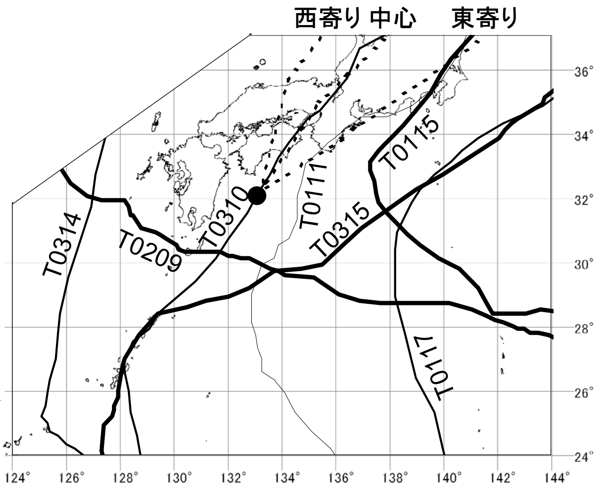


図-3.2.2　高潮予測を試行した台風の実際の経路(実線)

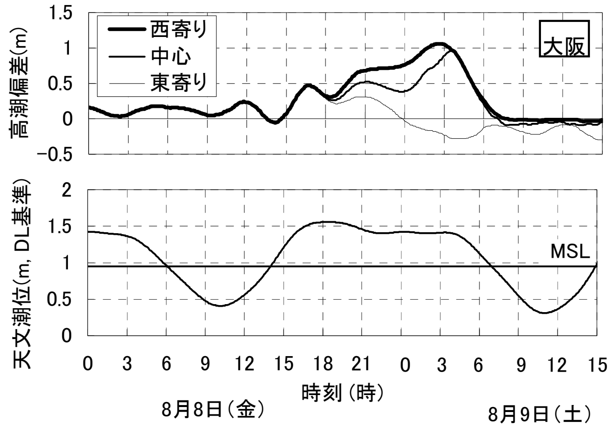


図-3.2.3　高潮の予測結果の例

のリアルタイム予測を行った．**図-3.2.2** の実線はこれらの台風が実際に通ったコースを示したものであり，そのうち 0117 号，0209 号，0314 号，0315 号は結果として日本列島には上陸しなかった．その一例として，台風 0310 号が●印に位置していた時（2003 年 8 月 8 日 15 時）の予報円に基づいて，図の破線で示すような西寄り，中心，東寄りのコースを仮定し，高潮予測を行った結果を，**図-3.2.3** に示す．天文潮位も併せて整理した．なお，この台風は結果として予報円のほぼ中心を貫くコースをとった．

(3) 高潮予測の課題

前項(2)で述べた高潮予測の試行を通じて，様々な課題が明らかになった．

① 高潮推算の実務では最小格子間隔が 0.2～0.6km の水深データが広く使われているが，これでは演算に（当時の計算機では）数時間かかる．そこで，台風が接近してから，0.6～5.4km となるように水

深データを間引き，高潮の計算プログラムもそれに応じた修正をした．また，台風条件の入力ファイルの作成や計算結果の図化も手作業で行った．これらが原因で「高潮予測の結果が出た時には，台風は通過した後だった」という失敗もあった．

② 同じパソコン環境で計算時間を短縮するには，計算格子間隔を粗く（計算格子数を少なく），台風がなるべく接近した時刻から計算（高潮計算の対象とする時間を短く）せざるを得ない．ところが，どれくらい格子間隔を粗くし，台風が接近した時刻から計算を開始しても結果に大きな影響が及ばないのか，よく分かっていない．

③ 経験式を用いれば瞬時に予測値が得られる．その精度は数値計算モデルに比べてどれくらい劣るのか．また，どのような場合に数値計算モデルでないと正確な高潮予測ができないのか．これらの点についても十分に整理されていない．

以上の課題のうち，①は作業を円滑にするための支援ツールを構築すれば解決されることであり，高潮予測の本質的な問題ではない．以下では，大阪湾周辺を例に，②と③について検討を行うことにした．

3.3. 大阪湾周辺を例とした高潮予測計算の基本条件の設定

(1) 対象とする台風と高潮の計算領域

本節では，大阪湾とその周辺の海域で比較的最近に高潮を発生させた台風として，台風 0310 号（Etau）と 9810 号（Zeb）をとりあげた．これらのコースを**図-3.3.1** に示す．台風 0310 号は，中心気圧 955～970hPa の強い勢力を保ったまま，20～30km/h の比較的ゆっくりした速度で，室戸岬に上陸し大阪湾を縦断した．一方，台風 9810 号は，中心気圧は約 980hPa であるが，進行速度は 70～90km/h と比較的速く，大阪湾の約 70km 西方を通過した．

図-3.3.2 は，最小格子間隔を 0.6km とした場合の計算領域であり，格子間隔が 32.4km の領域①から 0.6km の領域⑤（安芸灘～紀伊水道の範囲）を相互に接続させた．この他にも，領域⑤に領域④と同じ 1.8km 間隔の計算格子を適用して最小格子間隔を 1.8 km としたもの，さらに領域④に領域③と同じ 5.4km 間隔の計算格子を適用して最小格子間隔を 5.4km としたものを作成し，最小格子間隔による高潮の比較に用いた．計算のタイムステップは何れの最小格子間隔に対しても 3s とした．

(2) 経験式と数値計算モデルによる予測値の精度

①高潮偏差の最大値とその起時の予測精度

図-3.3.3 は，経験式と数値計算モデル（最小格子間隔は 1.8km）によって求めた高潮偏差の経時変化を示す．台風モデルで推定した気圧・風をそのまま経験式に代入すると，ほとんどの地点で観測値よりも大きな高潮偏差が得られた．その一因は「経験式を作る際に使われた気象官署等の観測風は周辺の陸上地形の影響を受けたものであり，台風モデルで推定した海上風の風速はこれよりも全体的に大きい」ということにある．そこで，気象官署で実際に観測された気圧・風を経験式に代入すると，台風 0310 号時の高松や神戸では依然として過大な高潮偏差が得られたが，大阪や洲本では観測値に近い高潮偏差になった．また，経験式で得られた最大高潮偏差の起時についてみると，神戸，大阪，和歌山では両台風とも観測値とほぼ一致したが，高松では経験式の方が台風 0310 号で 2 時間，台風 9810 号では 4 時間も早くなった．

一方，数値計算モデルは，9810 号時の大阪でやや過大

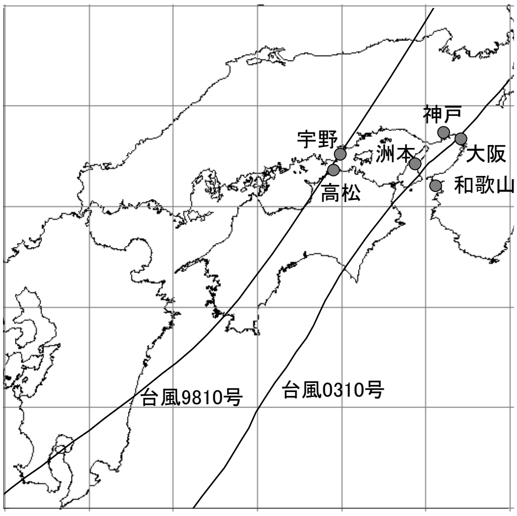


図-3.3.1　台風 0310 号と 9810 号のコース

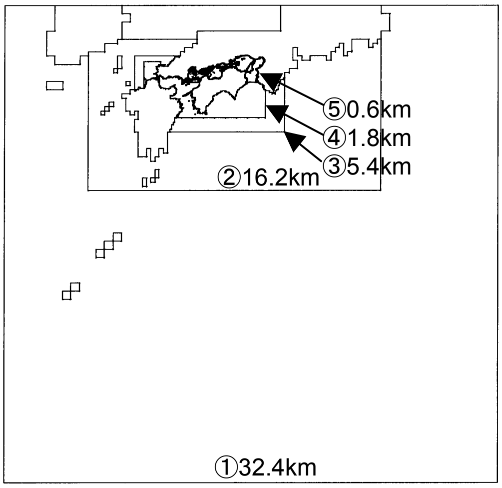
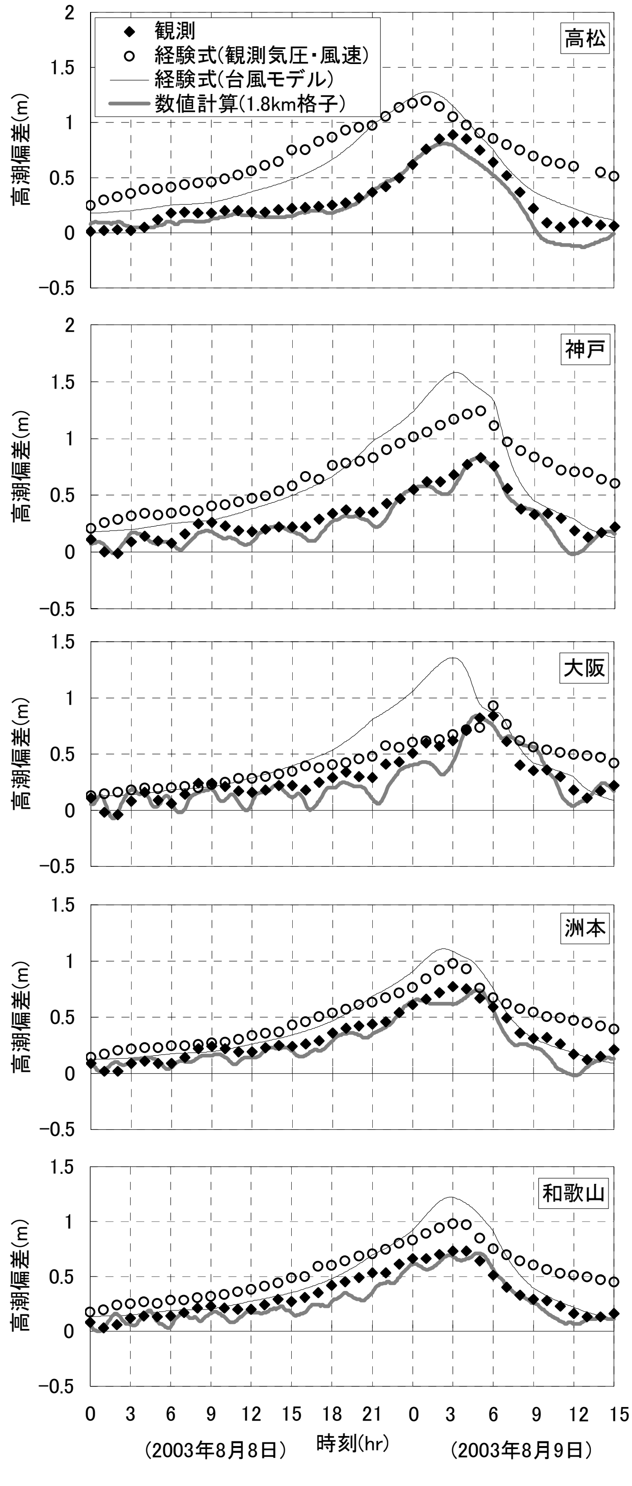


図-3.3.2　高潮の計算領域と格子間隔



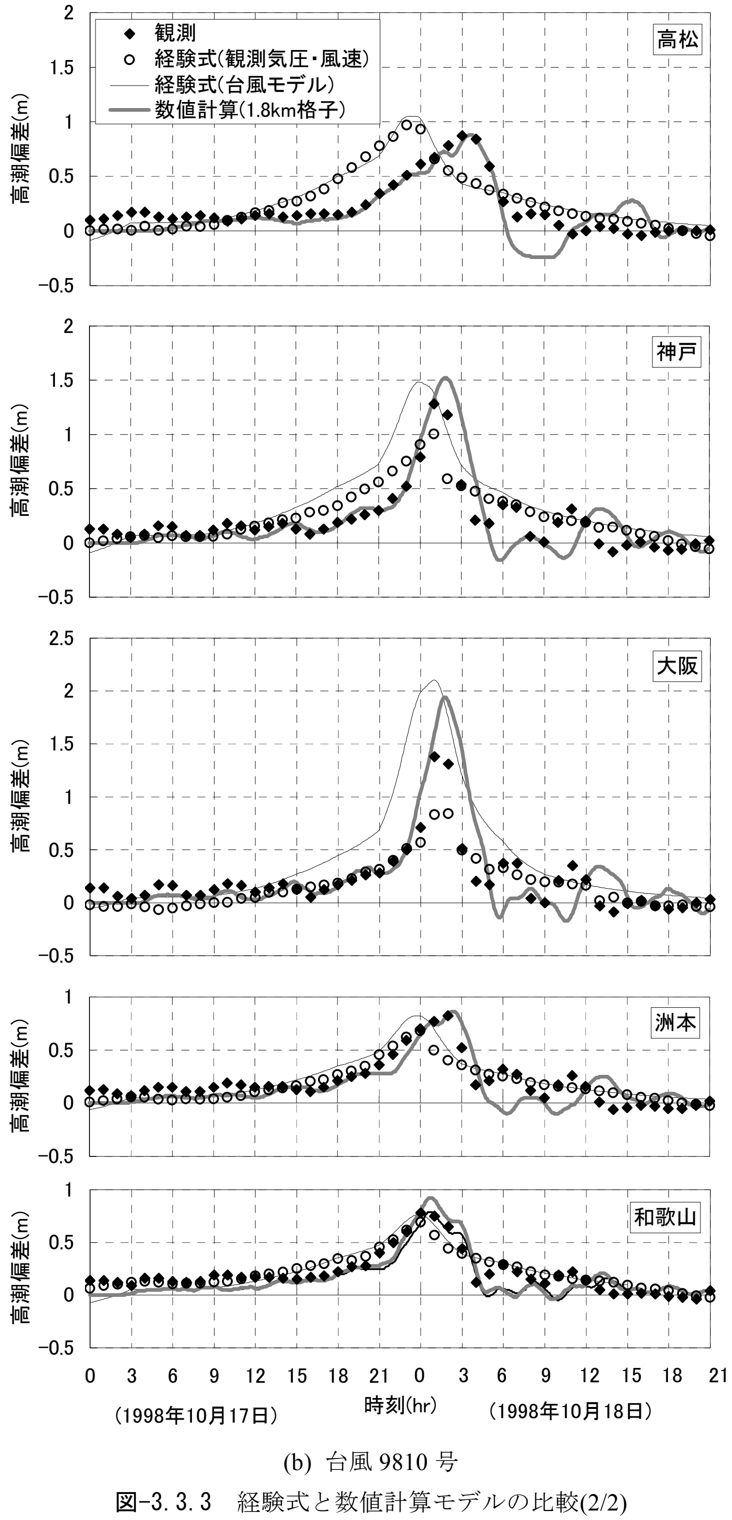
(a) 台風 0310 号

図-3.3.3　経験式と数値計算モデルの比較(1/2)

な高潮偏差になっている他は，経験式よりも正確に高潮偏差の経時変化を再現している．

②高潮偏差の気圧寄与分と風寄与分

高潮は主として，気圧低下による吸い上げと強風による吹き寄せによって生じる．そこで，経験式（台風モデルによる気圧・風を代入）と数値計算モデルによる高潮偏差を，それぞれ気圧寄与分と風寄与分に分けて，比較してみた．数値計算モデルでは，式(3.2.6)の運動方程式において海面せん断応力を 0 とすれば気圧寄与分だけ，海面気圧の低下を 0 とすれば風寄与分だけを計算できる．

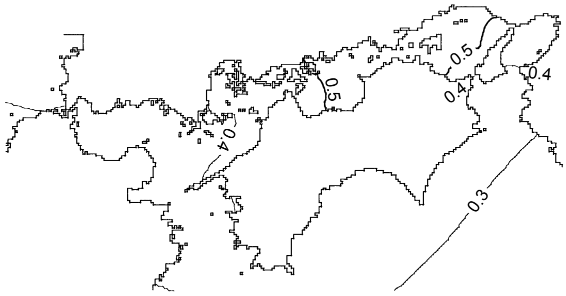


(b) 台風 9810 号

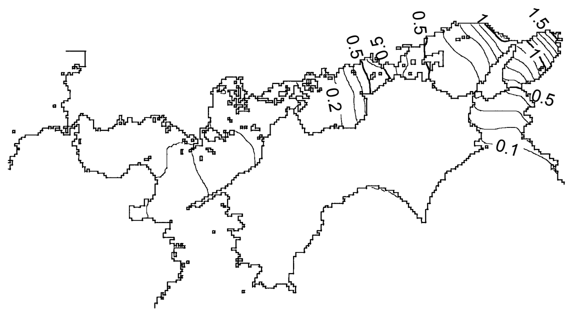
図-3.3.3 経験式と数値計算モデルの比較(2/2)

図-3.3.4 は，台風 9810 号について，気圧と風の寄与分の最大値を数値計算モデルによって求めた結果である．この図から，風の寄与が卓越する高潮が発生していたことが分かる．気圧寄与分は，台風の経路付近で大きく，また，四国上陸後に台風の勢力が減衰傾向であったにもかかわらず，紀伊水道付近と比べ大阪湾の奥部で大きな値になっている．一方，風寄与分も，大阪湾の奥部で大きな値になっている．なお，気圧寄与分あるいは風寄与分が 0 という地点は見あたらない．

図-3.3.5 は，台風 9810 号時の高松，神戸，和歌山を例に，経験式と数値計算モデルによって求めた気圧寄与分と風寄与分の経時変化を示す．まず高松についてみる



(a) 気圧寄与分



(b) 風寄与分

図-3.3.4 台風 9810 号の気圧と風の寄与分の最大値

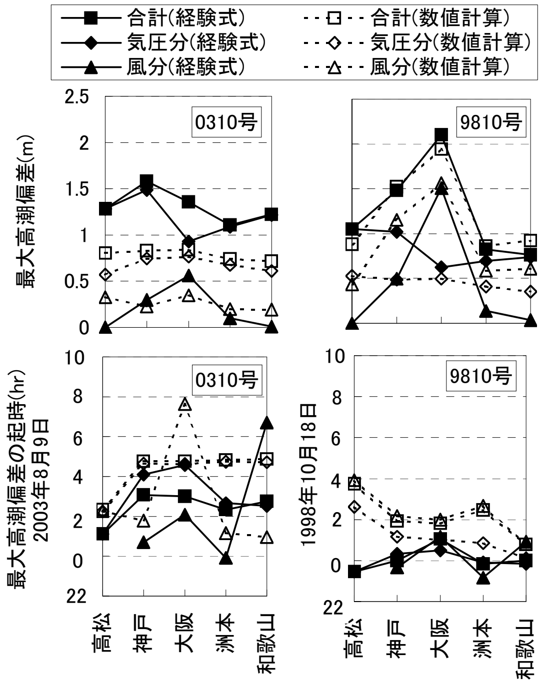


図-3.3.6 高潮偏差の気圧寄与分と風寄与分の最大値とその起時

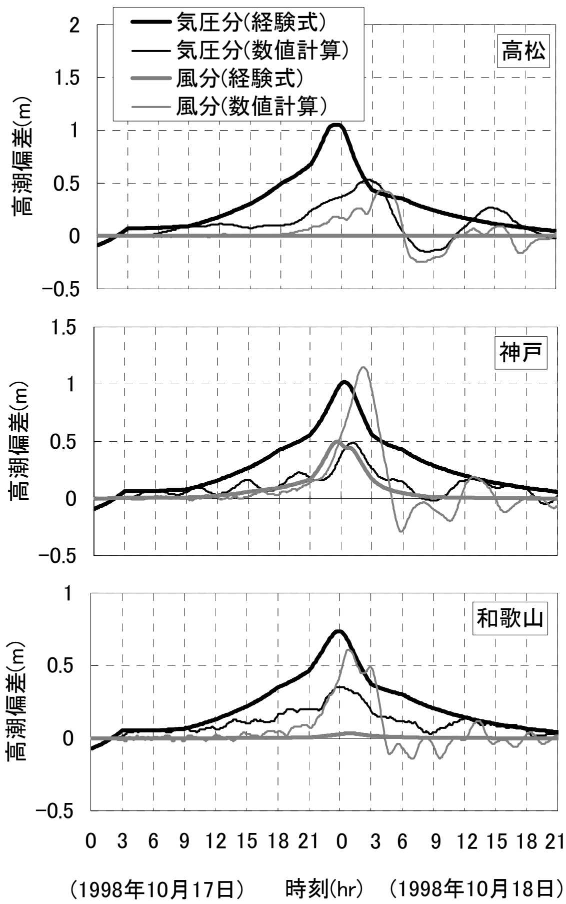
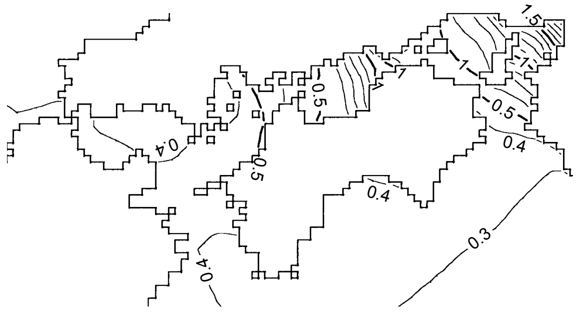


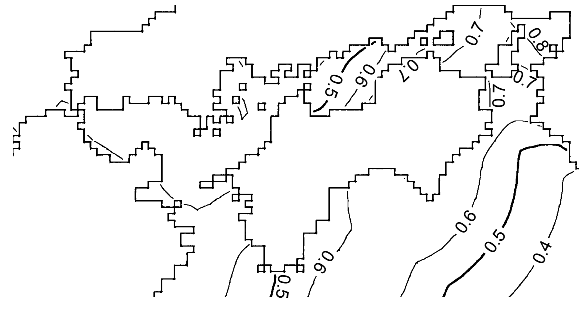
図-3.3.5 台風 9810 号による高潮偏差の気圧寄与分と風寄与分

と，経験式の気圧寄与分は気圧低下量の a=3.184 倍を与えているが，その値は数値計算モデルの約 2 倍であることが分かる．また，その気圧寄与分が最大となる時刻は数値計算モデルと比べて約 4 時間早い．数値計算モデルの結果が実現象をほぼ正確に再現したものであると考えると，実現象において「気圧が最低のときに高潮偏差が最大になるとは限らない」ということが分かる．また，**表-3.2.1** で示したように風寄与分の係数 b が 0 であるため，経験式では風寄与分を 0 と見積もるが，数値計算モデルの結果が示すように実現象では風も高潮の発生にいくらか寄与しているはずである．神戸と和歌山では，実験式と数値計算モデルにおける気圧寄与分がほぼ同時に最大となっているが，その値は高松と同様に経験式の方が大きい．神戸では風寄与分が最大となる時刻にも，経験式と数値計算モデルとで 2 時間の差がある．

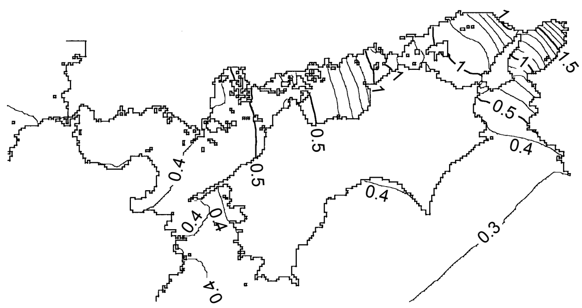
図-3.3.6 は，他の地点や台風 0310 号時も含め，気圧や風の寄与分の最大値とその起時を示したものである．経験式は，台風 0310 号では，気圧寄与分を過大に評価することで，高潮偏差全体も過大に評価したことが分かる．一方，9810 号では気圧寄与分を過大に，風寄与分を過小に評価することで，高潮偏差全体としては数値計算モデルに近い値を得ていた．このような過大・過小評価の原因としては「経験式の説明変数である最低気圧と最大風速にもともと弱い相関関係があり，重回帰係数に偏りが



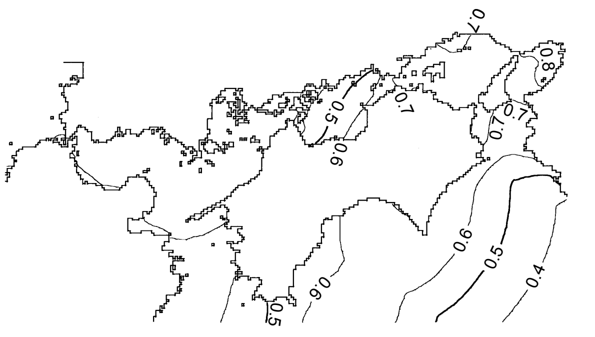
(a) 最小格子間隔 5.4km



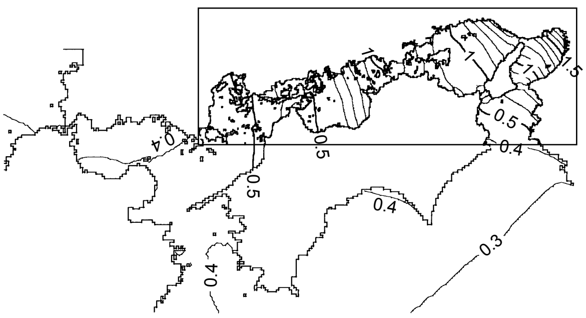
(a) 最小格子間隔 5.4km



(b) 最小格子間隔 1.8km

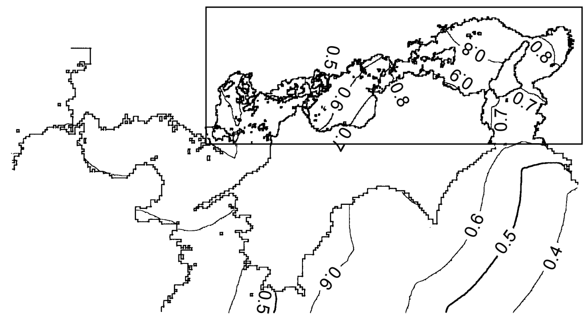


(b) 最小格子間隔 1.8km



(c) 最小格子間隔 0.6km（枠内のみ）

図-3.3.7　台風 0310 号による最大高潮偏差



(c) 最小格子間隔 0.6km（枠内のみ）

図-3.3.8　台風 9810 号による最大高潮偏差

生じた」ということが考えられる．これを避けるためには，気圧寄与分と風寄与分に分けて回帰係数を求めれば良いと思われる．高潮の観測値を気圧寄与分と風寄与分に分けることはできないが，数値計算モデルでは気圧寄与分または風寄与分だけの計算もできる．

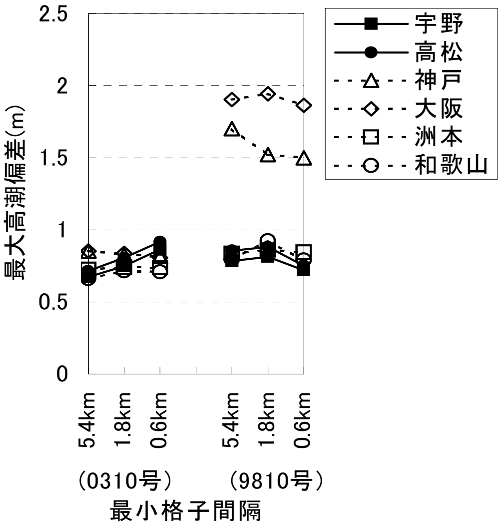
また，気圧や風の寄与分が最大となる時刻は，全体的に経験式より数値計算モデルの方が遅くなっている．これは「最低気圧や最大風速の時刻より少し遅れて高潮偏差が最大になる」という物理現象によるものである．経験式はもともと最大高潮偏差の起時の推定を前提としたものではないため，経験式で高潮偏差の経時変化を予測する場合にはこのような時間差に留意が必要である．逆に言えば，もしこの時間差が台風の条件によって系統的に整理できれば，経験式が最大高潮偏差の起時の予測にも有用なものになると思われる．

(3) 数値計算モデルの計算条件による予測値の変化

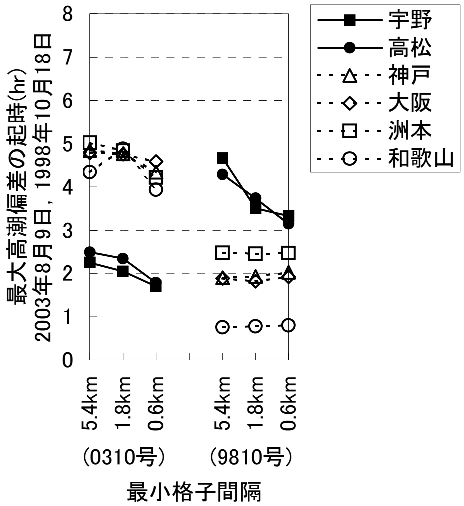
①格子間隔

図-3.3.7～3.3.8 は最小計算格子間隔によって高潮偏差の平面分布を比較したものである．最小格子間隔を変えても，紀伊水道から大阪湾の奥部に向かって最大高潮偏差が大きくなるという傾向に変わりはないが，最大高潮偏差の値には違いが見られる．

図-3.3.9(a)は，代表地点で最大高潮偏差を比較したものである．台風 0310 号時の大阪や神戸では，最小格子間隔を 5.4km としても 0.6km とした場合と大差のない高潮偏差が得られている．宇野と高松は，少なくともこの図に示した範囲（5.4～0.6km）では最小格子間隔を小さくするほど高潮偏差は大きくなり，その差は約 0.2m に及

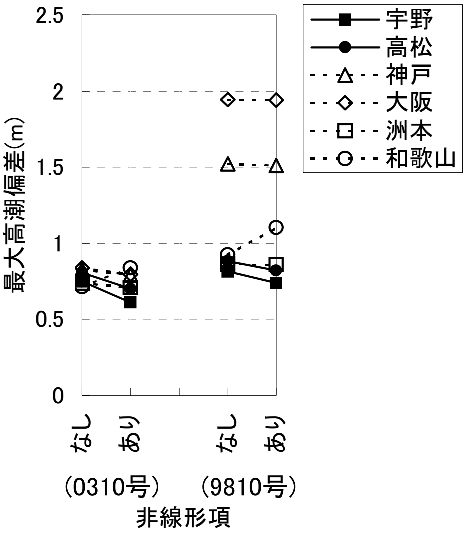


(a) 最大高潮偏差

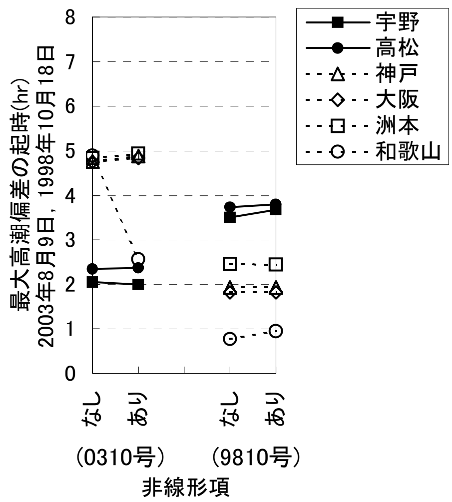


(b) 最大高潮偏差の起時

図-3.3.9 最小計算格子間隔による比較



(a) 最大高潮偏差



(b) 最大高潮偏差の起時

図-3.3.10 非線形項の有無による比較

んでいる．最小格子間隔が 0.6km で本当に十分であるかを結論づけるためには，もっと小さな格子間隔でも比較をする必要がある．ただし，ここで高潮計算に用いた風には，瀬戸内海を取り囲む陸上の局所地形の影響まで考慮していない．この図に現れている高潮偏差の差は，海底地形（特に海岸線近く，海峡，小島）の再現性の違いだけを反映したものである．陸上の局所地形による風の変化が高潮に及ぼす影響も併せて検討する必要がある．一方，台風 9810 号では，神戸で最小格子間隔が 5.4km と 1.8km との間に約 0.2m の差があるが，その他の地点では概ね 0.1m 程度の差である．また，最小格子間隔が 1.8km と 0.6km との差は何れの地点で比べても小さい．

図-3.3.9(b)は最大高潮偏差の起時を示す．宇野と高松では最小格子間隔を細かくするほど起時が早くなる傾向があり，台風 9810 号では最小格子間隔が 5.4km と 0.6km とで 1 時間以上の差が現れている．それ以外の地点では，1 時間未満である．

以上のことから，大阪湾の高潮予測を 0.1m 単位の精度で行うためには，計算格子間隔を概ね 1.8km 以下にする必要があると考えられる．なお，この計算は 2002 年に実施しており，当時の普及型パソコンの一環境（OS: Windows Xp，CPU: Pentium4 - 2.53 GHz，コンパイラ：Compaq Visual Fortran / local optimize switch）で要した時間は，最小格子間隔を 5.4km, 1.8km, 0.6km とした場合，台風にかかわらず，24 時間分の計算にそれぞれ約 0.3 時間，約 1.0 時間，約 2.8 時間が必要であった．台風 0310 号（2003 年 8 月 6 日 18 時～9 日 15 時の 69 時間）の計算にはそれぞれ約 0.8 時間，約 2.9 時間，約 8.1 時間が必要

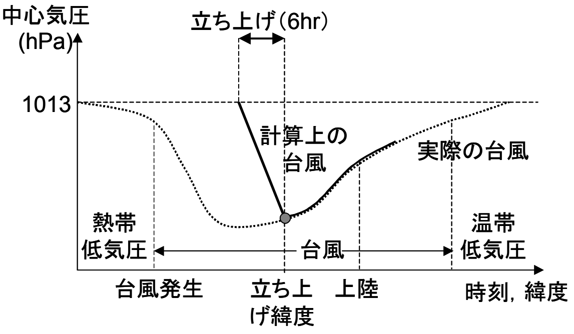


図-3.3.11　立ち上げのイメージ図

であった．この先 2～3 年に期待されるパソコンの演算速度では 1.8 km 間隔の計算格子が限界であると考えられる．

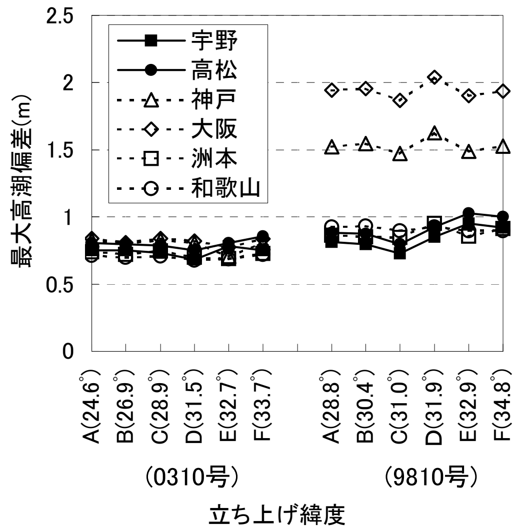
②非線形項の有無

図-3.3.10 は，数値計算モデルの非線形項の有無によって，最大高潮偏差とその起時を比較したものである．大阪湾に面する神戸，大阪，洲本では，非線形項を加えても最大高潮偏差やその起時にほとんど変化がない．周辺地形が複雑となる宇野や高松でも，最大高潮偏差の変化は 0.1m 程度である．このように非線形項の効果が小さかった理由としては「高潮が気圧と風に拘束された強制運動であり，もともと非線形項の影響が出にくい現象である」ということが考えられる．なお，和歌山に限っては，非線形項を加えると，周期が約 30 分，振幅が約 0.1m の振動が加わり，その影響で最大潮位偏差が大きく，その起時も早くなった．ただし，この短周期の振動を平滑化した高潮偏差の経時変化では，非線形項を無視した場合とほとんど差がない．

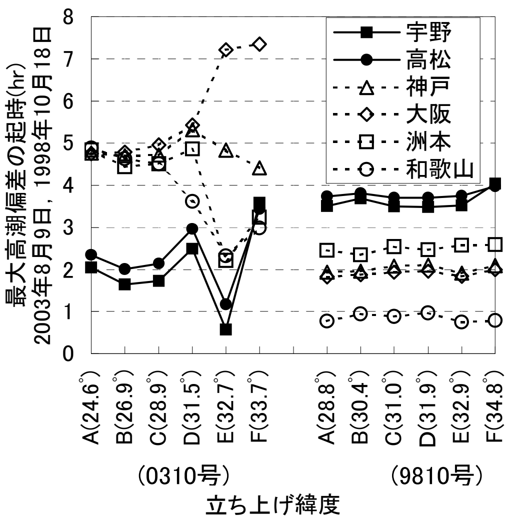
なお，非線形項を考慮した計算では，無視した場合より約 1 割長い計算時間が必要であった．

③立ち上げ

図-3.3.11 は台風の発生から消滅までの中心気圧の経時変化を模式的に示したものである．台風通過後の追算であれば，台風の発生から消滅まで計算する余裕がある．しかし，台風接近時の高潮予測では，なるべく台風が日本列島に接近した時刻から計算を開始することで，計算時間を短縮することが望ましい．つまり，既に発達した台風の気圧や風の場を初期値として計算するのである．ところが，各計算格子点における水位や流速は不明であり，初期値としては静水状態を与えざるを得ない．これに実際の気圧低下や強風を急に与えると，実際には存在しない水面変動や流れが生じることがある．それを避けるためには，図に示したように，気圧低下量が 0（風速も 0）の状態から徐々に実際の気圧低下量や風速に近づ



(a) 最大高潮偏差



(b) 最大高潮偏差の起時

図-3.3.12　立ち上げ緯度による比較

けていく操作（立ち上げ）が必要である．本研究では，これまでの経験を踏まえて，この立ち上げの時間を 6hr とした．

図-3.3.12(a)は立ち上げ緯度によって最大高潮偏差を比較したものである．例えば，台風 0310 号の A は，台風の中心が北緯 24.6°に達するまでに立ち上げて高潮計算を行った場合である．台風 0310 号では，A（立ち上げ緯度：北緯 24.6°）から D（31.5°）まで最大高潮偏差に差はほとんどなく，それより立ち上げが高緯度でも比較的小さい．台風 9810 号でも，A（28.8°）から C（31.0°）まで最大高潮偏差にほとんど差はないが，それより高緯度になると差が広がっている．

図-3.3.12(b)は立ち上げ緯度で最大高潮偏差の起時を比較したものである．台風 0310 号では，D（31.5°）で

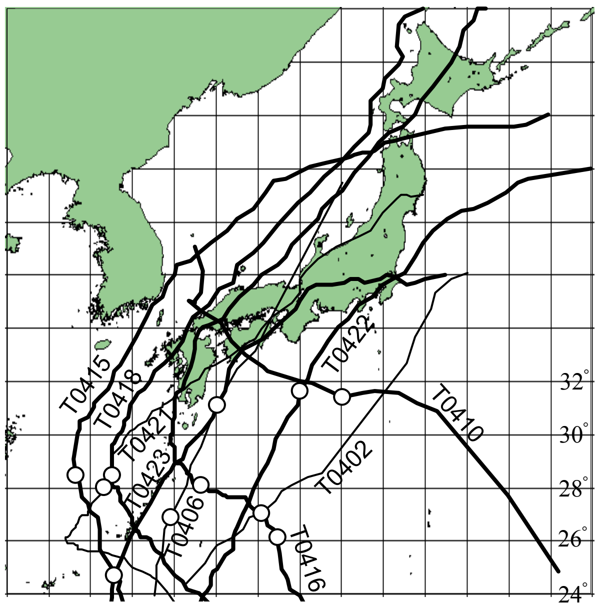


図-3.4.1　高潮予測の対象とした台風

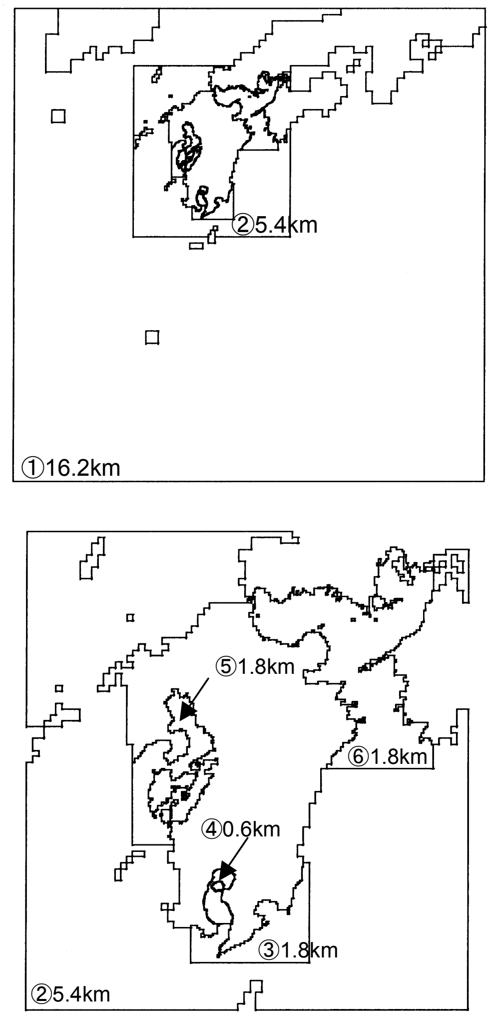


図-3.4.2　九州周辺の高潮予測の計算領域

もA（24.6°）と概ね1時間以内の差であり，それより高緯度では誤差が非常に大きくなる．一方，台風9810号では,立ち上げ緯度が高くても台風0310号ほど差は大きくない．

以上のことから，北緯31°までを目安として台風を立ち上げれば良いと考えられる．台風0310号をD（31.5°）の立ち上げ方で計算すると,実時間で33時間分の計算をすれば良く，最小格子間隔が1.8 km格子でも演算時間は約1.4時間に短縮される．

3.4. 2004年の台風に対する本格的な高潮予測の実施

(1) 予測計算の方法

前節3.3での検討を踏まえ，2004年には**図-3.4.1**に示す9個の台風について，台風が○印の位置に到達した時の台風予報円に基づいて，高潮予測計算を行った．これらの位置は，九州～関東にある内湾で高潮が発生する少なくとも1日前をめどに選んだものであり，北緯24°～32°の範囲にある．

予測に用いる台風のコースとして，気象庁の予報円の左端，中心，右端を貫く3つのコースの中からまず，九州～関東地方にある内湾の何れかに顕著な高潮を発生させると思われるものを絞り込んだ．そして，予報円の直径が大きな場合には，左端と中心の間あるいは中心と右端の間の2～4等分点を貫くコースを追加した.予報円の中心を貫くコースは最確値として重要であり，また，発生し得る最大値も防災に必要である．

台風の各時刻における中心の緯度・経度と海面気圧は，気象庁による実況値，12時間先，24時間先，48時間先，72時間先の予測値をもとに，時間に対して直線内挿して与えた．台風の最大風速半径は，過去の中心気圧と平均的な最大風速半径との関係から与えた．

個々の台風コースに対して日本全域を細かな計算格子で計算するのは非常に効率が悪いため，九州沿岸，瀬戸内海周辺，伊勢湾周辺，東京湾周辺，の4つの海域に分けた水深格子データをあらかじめ作成しておき，台風のコースに応じて必要な海域を選択して計算を行った．九州と瀬戸内海について**図-3.4.2～3.4.3**に示す．

演算には市販のデスクトップ型パソコン（DELL Dimension 8200シリーズ，CPU : Pentium 4, 2.53GHz他）を用いた．複数のコースに対して高潮の予測計算を行う場合には，パソコンの性能を最大限に発揮させるため，1つのコースにつき1台のパソコンを割り当て，互いに独立で演算を行った．1ケースあたりの演算時間は，パソコンの性能，対象海域，何時間先までの予測かにより異

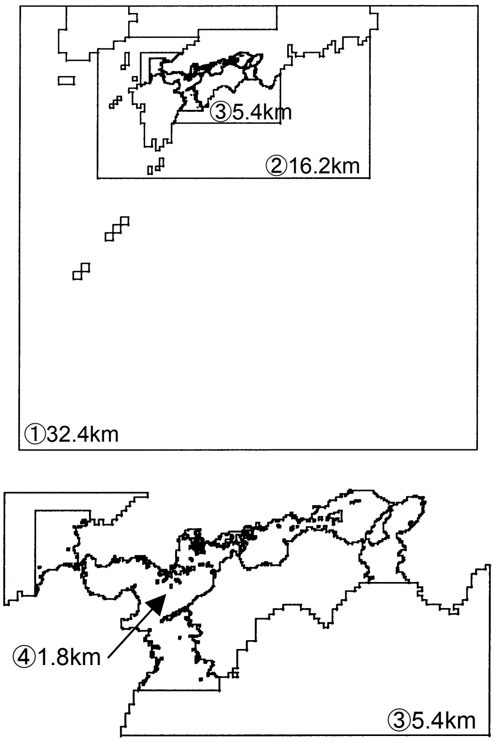


図-3.4.3 瀬戸内海周辺の高潮予測の計算領域

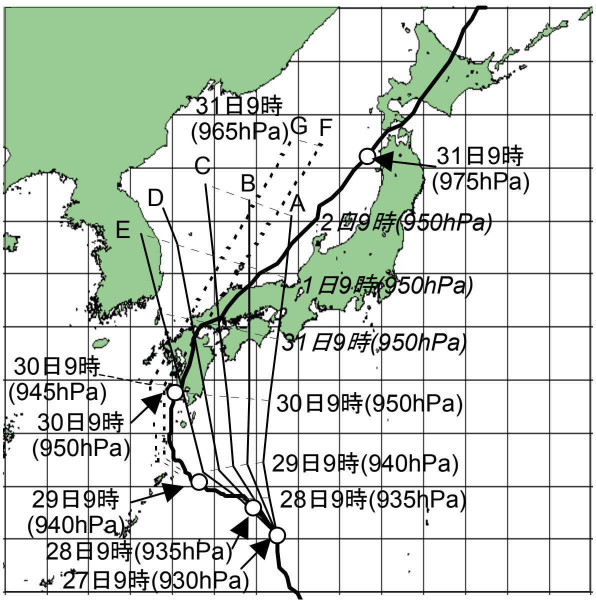


図-3.4.4 台風 0416 号のコースと中心気圧

なるが，本論文で示すものは概ね 30 分～2 時間であった．

以下では，0416 号と 0418 号を例に紹介する．

(2) 台風 0416 号時の高潮予測計算

台風 0416 号の接近時には，8 月 27 日 9 時を起点とする予報円に基づいて，**図-3.4.4** に示すように，予報円の右端(A)，中心(E)，これらを 4 等分する点(B)～(D)の，合

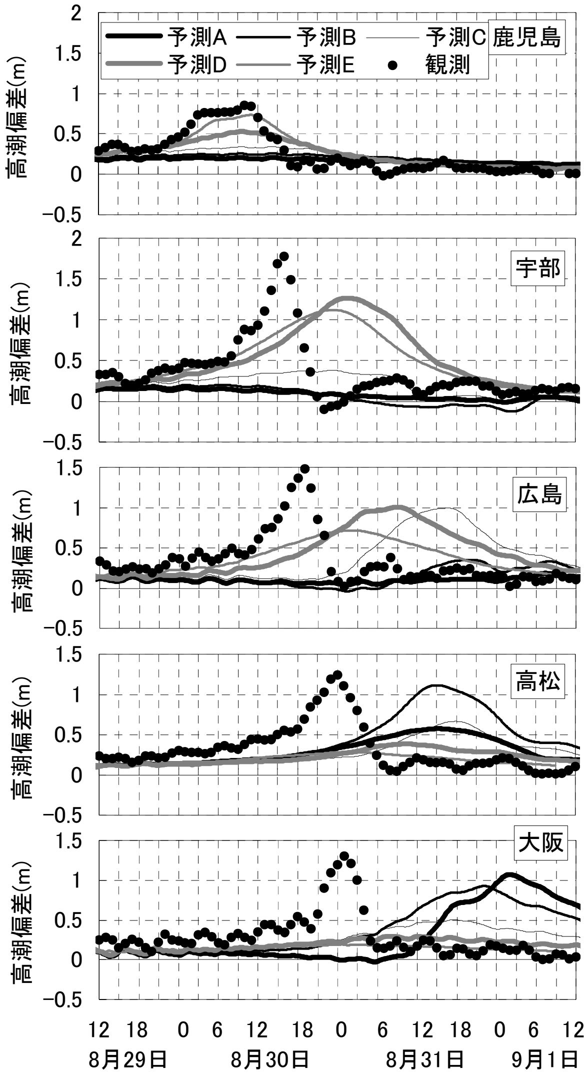


図-3.4.5 台風 0416 号の高潮偏差の予測値（A～E）

計 5 点を貫くコースを仮定した．コース B は播磨灘，C は燧灘，D は広島湾や周防灘に，それぞれ顕著な高潮が発生すると考えられるコースとして選んだものである．このときの台風の進行は非常に遅く，72 時間先（8 月 30 日 9 時）にようやく日本列島の南岸に達すると予測されていた．そこで，図に示すように，それ以降の時刻も台風が直進すると仮定した．また，一般に台風の勢力は上陸後に減衰するが，その時刻までの予測値がなかったので，図に斜字体で示すように中心気圧も一定と仮定した．そして，コース A に対しては伊勢湾周辺用と瀬戸内海周辺用，コース B～D に対しては瀬戸内海周辺用，コース E に対しては九州周辺用の水深格子データを用いて，それぞれ高潮予測計算を行った．その結果，**図-3.4.5** に示すように，鹿児島ではコース E で 8 月 30 日午前に約 0.7m の高潮偏差が生じ，宇部ではコース D，広島ではコース C，高松ではコース B，大阪ではコース A によって，そ

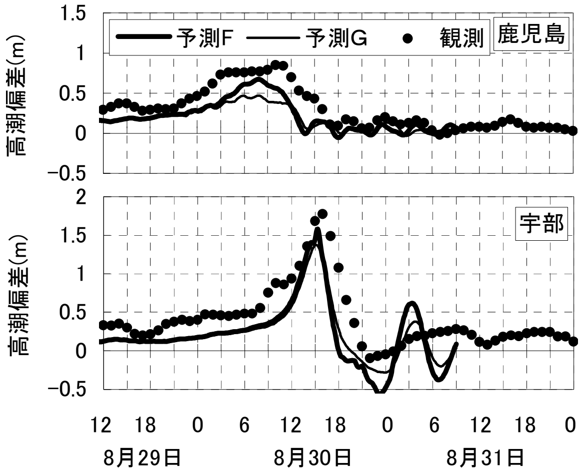


図-3.4.6　台風 0416 号の高潮偏差の予測値（F, G）

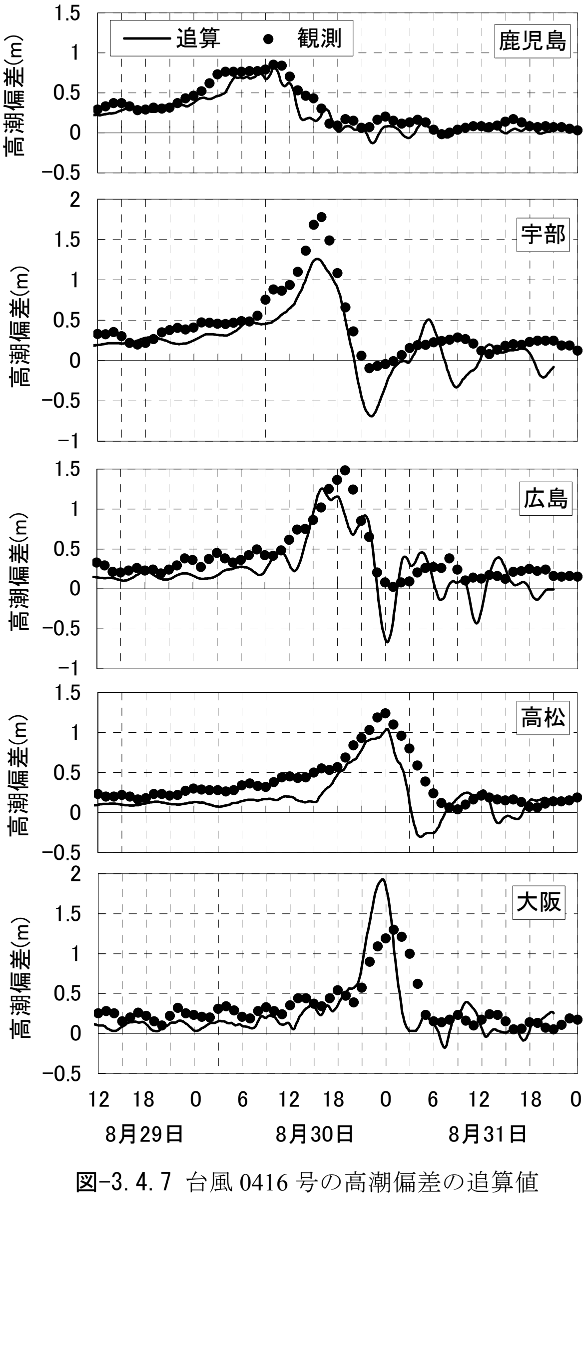


図-3.4.7 台風 0416 号の高潮偏差の追算値

れぞれ 8 月 31 日以降に 1m 以上の高潮偏差が生じる可能性がある，という予測が得られた．コースによって高潮偏差の値に大きな違いあることが分かる．

ところが，その後になって台風はコース E（予報円の中心を貫くコース）よりもやや西寄りに進路をとった．そこで，8 月 29 日 9 時の台風予報円に基づいて，予報円の左端と中心とを概ね 3 等分する 2 点(F)，(G)を貫くコースを仮定し，再び高潮予測計算を行った．その結果，**図-3.4.6** に示すように，鹿児島では 8 月 30 日午前に約 0.7m, 宇部でも同日昼頃に約 1.5m の高潮偏差が生じる，という予測が得られた．

その後この台風はコース F のやや右側を約 5 hPa 高い中心気圧で進行した．その結果，鹿児島や宇部ではコース F の予測値に近い高潮偏差が実際に発生した．一方，広島から大阪にかけては，**図-3.4.5** に示したように，コース A～E に対する予測よりも 1 日ほど早く高潮偏差がピークとなり，高松では大潮の満潮とほぼ重なった．このように台風のコースや進行の速さで高潮偏差の最大値やその起時が大きく左右されるため，予報円の少なくとも内側で，なるべく多くのコースを仮定し，台風のコースが大きく変化した場合にはその条件で再計算する必要がある．

図-3.4.7 は台風が実際に通過したコースに対して高潮を計算した結果を示す．鹿児島では計算値が観測値とよく一致しているが，宇部では観測値より 0.5m ほど低く, 大阪では逆に大きくなっている. そのうち鹿児島は，水深の大きな鹿児島湾に位置し，その高潮は気圧低下による寄与分がほとんどであるため，台風の中心位置，中心気圧，最大風速半径が正確に与えられれば，正確な高潮偏差を得やすいと考えられる. 一方, その他の地点は，水深の浅い瀬戸内海に位置し，その高潮は風による寄与分が大きな割合を占め，海底地形も複雑である．そのため，パソコンの演算能力が現在より向上したときには，海底地形を再現する格子間隔をもっと細かくし，海上風の推算に周辺の陸上地形の影響を直接考慮することが必要である．

(3) 台風 0418 号時の高潮予測計算

台風 0418 号時には，9 月 6 日 9 時を起点とした予報円に基づき，**図-3.4.8** に示すように，予報円の右端(A)，右端と中心の中点(B)，中心(C)，中心と左端の中点(D)を貫くコースを仮定した．B は燧灘，D は長崎県の沿岸や周防灘に顕著な高潮が発生すると考えられるコースとして追加したものである．そして，それぞれのコースに対し，九州周辺用と瀬戸内海周辺用の水深データを用いて高潮の予測計算を行った．コース A では大阪湾で 2m を

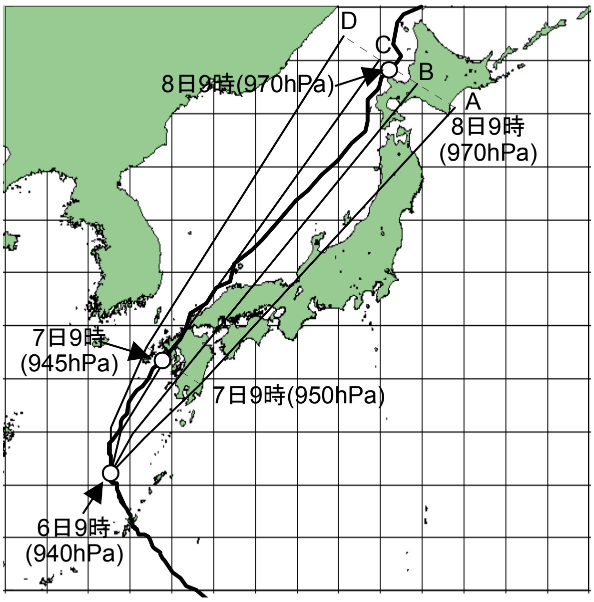


図-3.4.8　台風 0418 号のコースと中心気圧

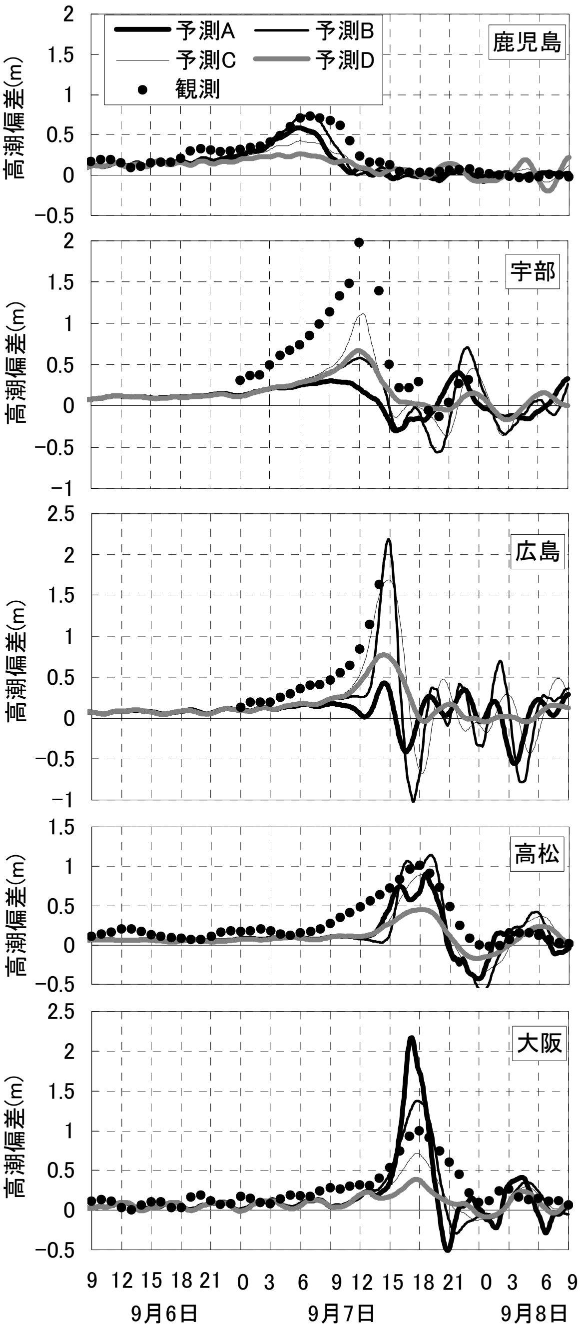


図-3.4.9　台風 0418 号の高潮偏差の予測値

超え，コース B では八代海で 2m 近く，広島湾で 2m 以上，コース C では八代海で約 2.5m，有明海や広島湾で 2m 近くに達し，コース D では長崎周辺で 2m 近くの高潮偏差が生じる，という予測値が得られた．**図-3.4.9** は代表地点における経時変化を示し，鹿児島や八代では 9 月 7 日午前，下関長府から大阪にかけては午後に最大になる，という予測値が得られた．

その後，台風はコース C（予報円の中心を貫くコース）に近いコースを，予測と概ね同じ中心気圧と速度で進行し，瀬戸内海に顕著な高潮を発生させた．鹿児島，広島，高松では予測値に近い高潮偏差が実際に発生した．

図-3.4.10 は台風の実際のコースやパラメタに対して高潮偏差を計算したものである．有明海の奥にある大浦は，予測時には時系列を出力しなかったが，約 2m の高潮偏差が観測されたので，再現計算では追加して出力した．鹿児島や大浦では追算値が観測値とよく一致しており，広島でも欠測する途中までは非常によく合っている．また，予測時に用いた台風の最大風速半径の値は，後述の**図-3.4.14** で示すように実際の値の半分程度であり，コース C に対する高潮偏差の予測値は，台風がかなり接近してから急増し，最大値は観測値に届いていない．これに対し，気象官署で観測された気圧値から求めた，予測時よりも大きな最大風速半径を用いると，台風が離れた位置から高潮偏差が増加するようになり，観測値に近づいた．このように，正確な高潮予測には，台風のコースだけでなく最大風速半径の予測も重要である．

(4) 高潮予測の改良の余地

このように 2004 年台風に対して高潮予測を行ったが，まだ改良の余地があり，それについて以下に述べる．なお，この他に潮位の確率的な評価もあるが，これについて**次節 3.5** で扱う．

①台風の最大風速半径

気象庁から発表される台風諸元は，進路（予報円），中心気圧，暴風域（平均風速 25m/s 以上の領域）の半径，強風域（同 15m/s 以上）の半径であり，Myers の気圧分布における最大風速半径 r_0 の値は含まれていない．

図-3.4.11 は，5 つの代表的な台風について，中心気

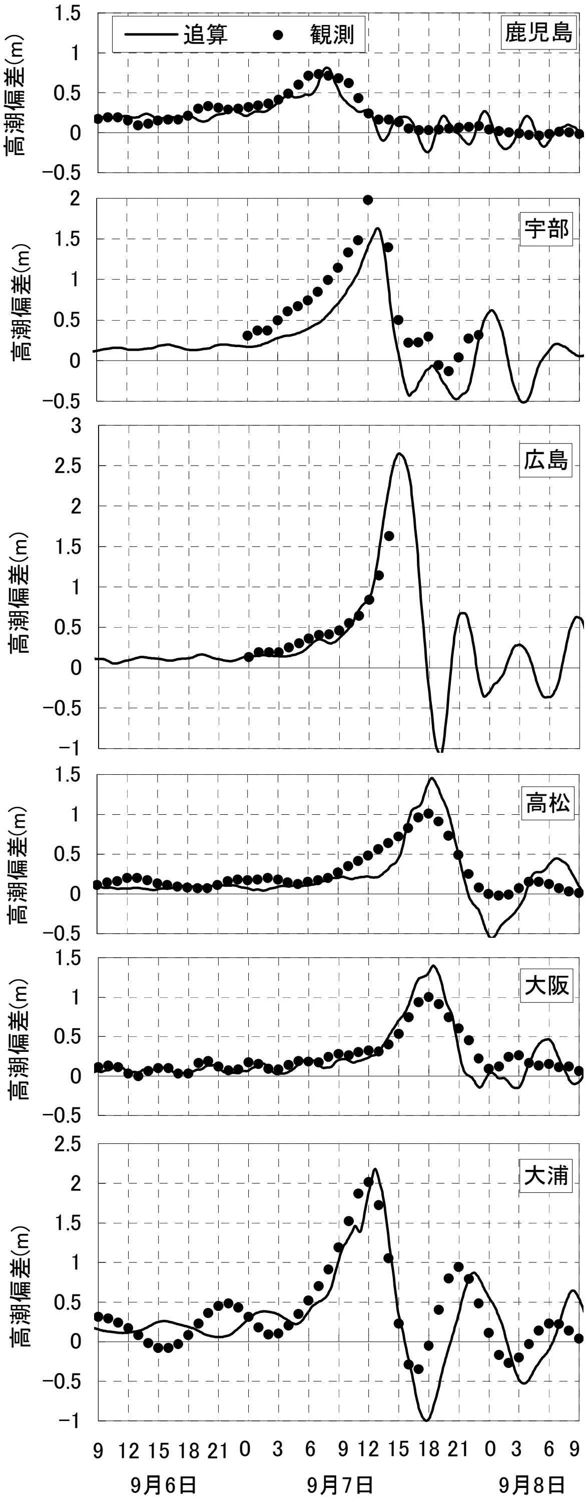


図-3.4.10　台風 0418 号の高潮偏差の追算値

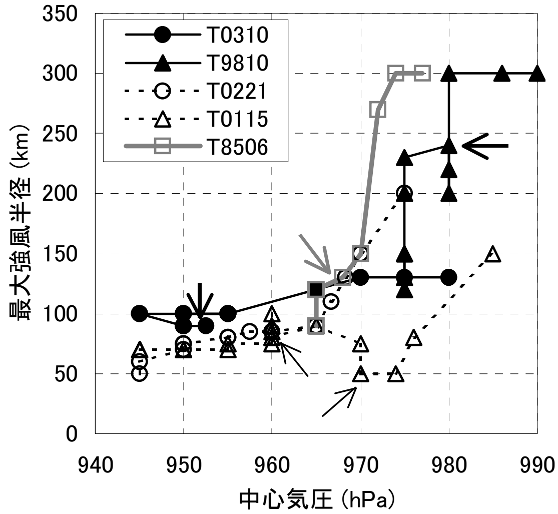


図-3.4.11　中心気圧と最大風速半径の関係

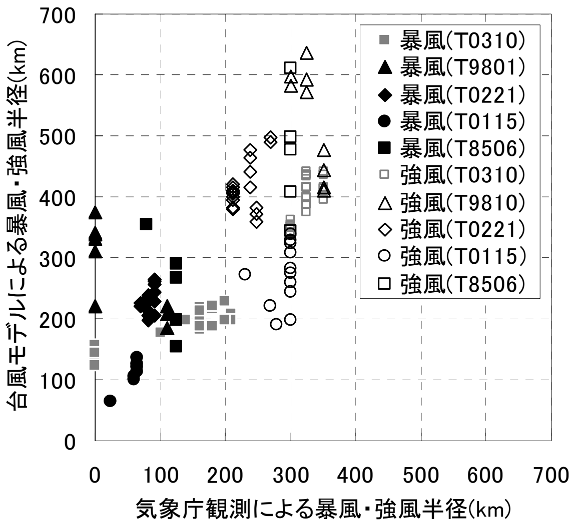


図-3.4.12　強風半径と暴風半径の関係

圧と最大風速半径の関係を時系列的に示したものである．同じ中心気圧でも台風によって最大風速半径に違いがあるのは，台風の緯度や成長のしかたに違いがあるためと考えられる．しかしながら，少なくとも全体的な傾向として，台風の中心気圧が高いほど最大風速半径は大きくなっている．また，個々の台風を時系列的に見ると，図の左下から右上へ移動，すなわち，台風の中心気圧が上昇するほど最大風速半径は大きくなっている（小さく鋭い台風から大きくぼんやりとした台風に変化）．図の↑印は台風が日本列島に上陸した時刻であり，上陸後に最大風速半径が急増する傾向がある．このような相関性を利用することで，台風来襲時に中心気圧から最大風速半径の概略値を推定することができると考えられる．

あるいは，気象庁が発表する暴風・強風半径に合うように台風モデルの最大風速半径を調整する方法も考えられる．**図-3.4.12** は，暴風・強風半径を気象庁発表の値と台風モデルの風場とで比較したものである．気象庁では，気象衛星の雲画像から台風周辺の風速分布を推定している．一方，本研究では，気象官署の観測気圧から最

大風速半径を求め，その値をパラメタとして台風モデルによって風場を推算した．風速の推定方法にこのような違いがあるためか，高潮計算で用いた風場の暴風半径は気象庁による値の概ね 1～3 倍，強風半径でも概ね 1～2 倍になっている．ばらつきも大きいが，相関性はあるので，中心気圧から最大風速半径を推定する際の参考になると思われる．

台風の気圧分布が Myers の分布で与えられるとき，気圧 p_b の等気圧線の半径 r_b から最大風速半径 $r_{0,b}$ を次式によって求めることができる．

$$r_{0,b} = -r_b \ln \frac{p_b - p_c}{\Delta p} \tag{3.4.1}$$

例えば，**図-3.4.13** は 9 月 6 日 9 時の天気図であり，台風 0418 号の 980 hPa の等圧線の半径は東西南北の 4 方位の平均で約 300 km と読みとれる．この値から最大風速半径は約 100 km と推定される．次に，この値 $r_{0,b}$ と既往台風の平均値 $r_{0,e}$ との比

$$b_r = \frac{r_{0,b}}{r_{0,e}} = \frac{r_{0,b}}{94.89\ e^{\frac{p_c - 967.0}{61.50}}} \tag{3.4.2}$$

を定義する．台風 0418 号の例ではこの比 b_r は 1.65 と推定される．さらに，その後の最大風速半径 $r_{0,f}$ は，既往の平均値に対して同じ比を保って変化するものと仮定する．

$$r_{0,f} = 94.89 b_r\, e^{\frac{p_c - 967.0}{61.50}} \tag{3.4.3}$$

図-3.4.14 は，台風 0418 号の 9 月 6 日 9 時以降の最大風速半径について，予測時に実際に用いた値（□印），式(3.4.3)による値（○印），台風通過後に気象官署の観測気圧から推定した値（●印）を比較したものである．予測時には最大風速半径を過小評価したが，式(3.4.3)を導入すると北緯 40 度付近まで推定精度が改善されている．

②演算時間の短縮

演算時間の短縮のためには，まず極力少ない計算格子で正確な計算ができる領域の設定法を海域毎に検討する必要があろう．本研究ではこれまで追算で用いてきた計算領域を用いたが，これよりも効率的で発散もしにくい計算領域の設定があるものと思われる．

また，1 台のパソコン（あるいは CPU）で演算するのではなく，複数のパソコンで並列計算できるようにプログラムを書き換えることも考えられる．さらに，高潮計算プログラムの実行のタイミングという観点からも工夫の余地がある．例えば，気象庁から新しい台風進路情報が発表されるのを待って一から計算を開始するのではなく，台風が実際に通過して経路が確定したところまで逐次計算を進めておき，新しい進路情報の発表とともに続きの高潮計算を行えば，大幅な短縮につながる．予報円

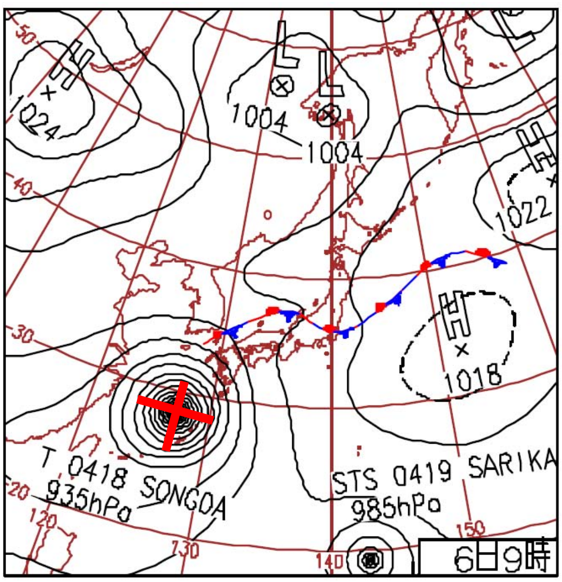
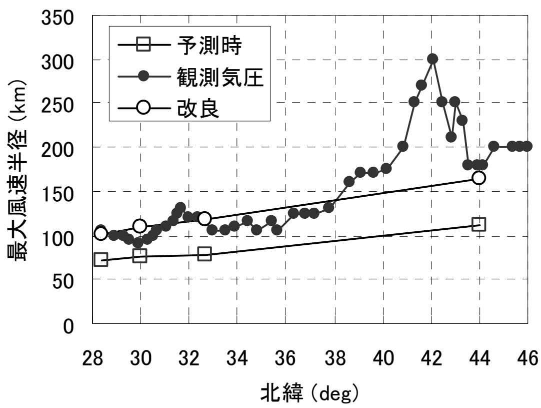
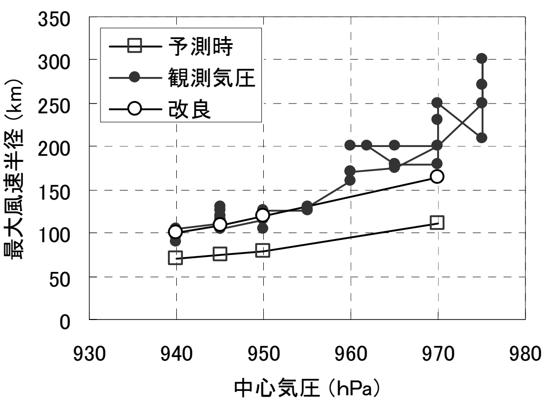


図-3.4.13　天気図の例（気象庁ホームページ）



(a) 緯度に対する変化



(b) 中心気圧に対する変化

図-3.4.14　最大風速半径の変化

に基づいて複数の条件で高潮計算をする場合の時間短縮にも，この方法は非常に有効である．

あるいは，気象庁の津波予報のように，あらかじめ様々な台風の条件に対して高潮を計算してその結果のデータベースを構築しておき，台風来襲時に似た条件のものを検索する，という方法も考えられる（高橋ら，2003）．ただし，どのような基準で似た台風の条件を検索するのか，また，どのくらいの精度が得られるかについて，検討が必要である．

③リアルタイム浸水予測システムへの発展

防災の観点では，高潮予測そのものが最終目的ではなく，その台風によって起きる被害の予測に結びつけることが重要である．そこで，あらかじめ港湾や海岸の防護施設の天端高や背後地の地盤高をデータベース化しておき，高潮予測値と比較することで浸水の可能性を即時に判定できるシステムに発展させる必要がある．ところが，後背地の浸水を運動方程式に基づいてリアルタイムに予測することは，現在のコンピュータの演算速度では不可能に近い．しかし，あらかじめ高潮による潮位レベルについて幾つかのシナリオを設定し，これらに対する浸水計算を実行してその結果をデータベース化しておけば，高潮防災に非常に有用である（高橋ら，2003）．

ところで，ここまで高潮だけを議論してきたが，顕著な高潮が発生したときには波浪も発達していると考えられる．台風 9918 号のときにも見受けられたように，高潮を含む潮位が堤防や護岸を超えなくても，断続的な越波によって背後地が浸水し（平石ら，2000a，2000b），繰り返し作用する波力によって堤防や護岸のパラペット，さらに本体までが破壊され，越波が促進されることがある（高橋ら，2000a）．したがって，高潮予測とともに波浪予測も必要である．ただし，ここでいう波浪予測とは，風による波浪の発達と伝播（例えば，第三世代波浪推算モデル；橋本ら，2000）の他に，地形性砕波など浅海域における波浪変形も含む．

次に，高潮を含む潮位と波浪から，堤防や護岸の越波流量や越流量を予測する．実際の台風では高潮偏差のピークと有義波高のピークが必ずしも同時ではないことも知られており（國富ら，1999；河合ら，2002；Kawai and Takemura，2002），高潮偏差や有義波高のピーク値だけでなく，ピーク前後の経時変化まで正確に予測できるように，高潮推算と波浪推算の両方の精度を高めていかなければならない．堤防や護岸の後背地の浸水深は，越波流量と排水流量の差を時間積分したものになるので，高潮や高波の継続時間という概念が非常に重要になる．

3.5. 潮位の確率予測の試み

前項 3.4(4)で述べた高潮予測の改善の余地の他に，もう一つ大きな課題がある．それは，高潮予測に用いる台風のコースの数が少ないと，防災上最も重要とされる最悪の高潮が得られないことである．また，それが得られたとしても，逆にそれがどのくらいの確率で発生するのか分からない．このような疑問を解決する方法の一つとして，予報円の内外を通る様々なコースの台風に対して高潮を計算し，潮位の予測値を確率分布として表示する方法（潮位の確率予測）が考えられる．本節ではこれについて考察する．

(1) 台風コースの配置と高潮推算の方法

①モデル台風

本研究に用いた台風は，瀬戸内海に顕著な高潮災害をもたらした台風 0416 号と 6523 号（第二室戸台風）をモデル化したものであり，以下ではそれぞれを台風 1，台風 2 と称する．これらのコースを図-3.5.1 に示す．各時刻における台風の位置と中心気圧には実際の値を与えた．一方，予報円の中心の位置は，気象庁がその時点で実際に発表した位置ではなく，台風が実際に進んだ位置とした．

台風の予報円の半径には，近年の気象庁の平均的な予測誤差（気象庁，2008）と，予報円内に入る確率が約 70%であることを参考に，24 時間後が 125km，48 時間後が 250km と，経過時間に比例する値を与えた．また，現実

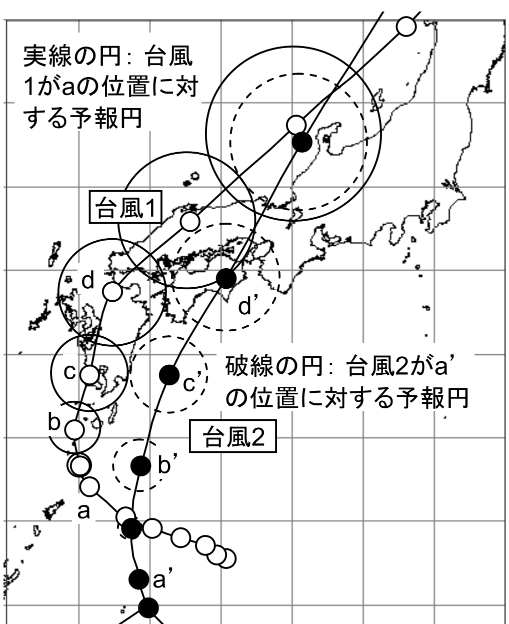


図-3.5.1 台風のコースと予報円

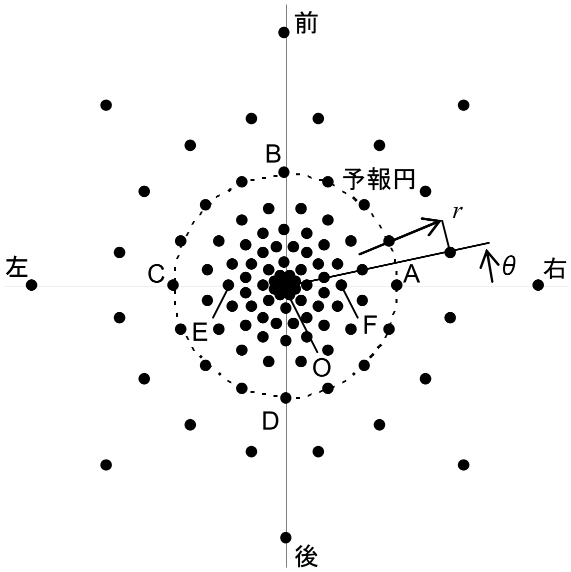


図-3.5.2　予報円に対する台風コース

表-3.5.1 補助円とコースの配置

補助円の番号	補助円の半径 r (予報円＝1)	コースの本数 N	コースの方向 θ (rad)，i =1～N
0	0	1	-
1	0.03	4	i / 4･2π
2	0.1	8	(i+1/2) / 8･2π
3	0.2	8	i / 8･2π
4	0.35	16	(i+1/2) /16･2π
5	0.5	16	i /16･2π
6	0.7	16	(i+1/2) /16･2π
7	1	16	i /16･2π
8	1.5	16	(i+1/2) /16･2π
9	2.25	8	i / 8･2π

の台風では，停滞・転向時と偏西風を受けて北北東進する時とで，コースの予測誤差の分布に違いがあるかも知れないが，本研究では予報円の中心を原点とする二次元の正規分布を仮定した．

設定した台風のコースは，予報円に対して**図-3.5.2**に示す 109 点を通るものであり，その詳細な諸元を**表-3.5.1**に示す．すなわち，予報円の半径を 1 としたときに，半径が 0.03～2.25 の補助円を描き，その円上に等間隔で 4～16 個の点を配置した．ただし，隣り合う補助円で，中心から見て同じ方角に点が配置されないように，互い違いにした．各コースが分担する確率も概ね 1%ずつとなるように調整した．図中の O は予報円の中心，A は右端，B は前端，C は左端，D は後端，E は C と O の中点，F は A と O の中点であり，これらは 109 個の点に含まれている．

②海面気圧，海上風，高潮の計算方法

台風接近時に 109 本のコースに対して高潮を計算するためには，海面気圧と海上風の分布を経験的台風モデルで与えざるを得ない．本研究では，河合ら(2007a，2007b)が瀬戸内海で局地気象モデルに比較的近い海上風を再現できることを確認したモデルを選んだ．すなわち，海面気圧の分布には Myers の式を用いた．海上風には，傾度風のつり合い式に台風の移動の効果を取り込むとともに，風速低減係数を台風の中心からの距離の関数で与えて超傾度風を考慮するもの（Mitsuta･Fujii，1987）を元にした式を用いた．その風速 W は，

$$W = C\left\{-\frac{rf - V_T\sin\beta}{2} + \sqrt{\left(\frac{rf - V_T\sin\beta}{2}\right)^2 + \frac{\Delta p}{\rho_a}\frac{r_0}{r}\exp\left(-\frac{r_0}{r}\right)}\right\} \tag{3.5.1}$$

$$C = C_\infty + \left(C_p - C_\infty\right)\left(\frac{X}{X_p}\right)^{k-1} \cdot \exp\left\{\left(1-\frac{1}{k}\right)\left[1-\left(\frac{X}{X_p}\right)^k\right]\right\} \tag{3.5.2}$$

$$C_p = \min\left\{\frac{2}{3}\left[1+10^{(0.0231\Delta p-1.95)}\right], 1\right\} \tag{3.5.3}$$

によって与えられる．ここに，r は台風の中心からの距離，f はコリオリのパラメタ，V_T は台風の進行速度，β は台風の中心から見た方向，Δp は気圧深度，ρ_a は大気の密度，r_0 は最大風速半径，C は風速低減係数，C_∞=2/3，k=2.5，X=r/r_0，X_p=1/2 である．吹き込み角は中心からの距離の関数で与え，風速低減係数の最大値 C_p は 1 を超えないように制限した．

気圧変化や風による流れは，河合ら(2006b，2006c)と同様，天文潮位を無視した単層・線形長波方程式のモデルで計算した．瀬戸内海では格子間隔を 1.8km とした．得られた高潮偏差は調和定数から求めた天文潮位と線形的に足し合わせ，潮位を求めた．

以上のような演算を 1 台のデスクトップ・パソコン（CPU Intel Core™2 Duo CPU E6850 3.00GHz）で行ったところ，台風 1（実時間で 60 時間分の計算）の場合で，一本のコースにつき約 9 分, 109 本で約 18 時間半かかった．台風 1 の位置が a から d と進んだとしても，高潮計算自体は十分な立ち上げを確保するために，台風 1 が九州の

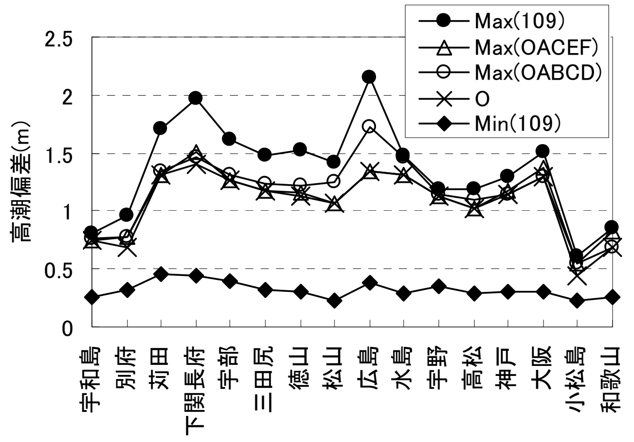


図-3.5.3 代表地点における最大高潮偏差（台風 1）

南方にある時刻まで遡って計算をする必要があり，演算時間は変わらない．

(2) 設定する台風コース数による最大高潮偏差の違い

図-3.5.3 は，台風 1 が図-3.5.1 の a の位置にあるときの予測計算で得られた，瀬戸内海周辺各地の最大高潮偏差を示す．109 本のコースによる最大値 Max(109)は，下関港や広島港で 2m に達している．予報円の中心と左右 4 点を通るコースによる最大値 Max(OACEF)，中心と前後左右端を通るコースによる最大値 Max(OABCD)は，何れの地点でも Max(109)より小さく，その差は下関長府港や広島港のように高潮偏差の顕著な地点で大きい．なお，この例では，予報円の中心を通るコースの値 O が Max(OACEF)や Max(OABCD)と一致する地点が多いが，これはたまたま中心を通るコースがおおむね最悪のコースであったことを意味している．Min(109)は 109 本による最小値である．

図-3.5.4 は図-3.5.3 を平面分布で示したものである．最大高潮偏差の値に違いはあるが，分布のパターンはよく似ている．周防灘の西部や広島湾の北部，すなわち台風のコースに近く，地形的にも顕著な高潮が発生しやすい海域では，0.3m 以上の差がある．

(3) 予報円内外の位置による予測値の違い

①最大高潮偏差の分布

図-3.5.5(a)は，台風 1 が図-3.5.1 の a の位置にあるときの予測計算で得た最大高潮偏差を示す．その値は予報円の左右方向で大きく異なり，この例では両港ともに，予報円の中央付近を通る，すなわち両港の北西側を通過すると，高潮偏差が顕著になる．また，前後方向を比較すると，前方で大きな値になっている．前方の場合，台風の移動速度が速く，台風の海上風を構成する場の風が強くなるため，その吹き寄せ効果によって高潮偏差も大

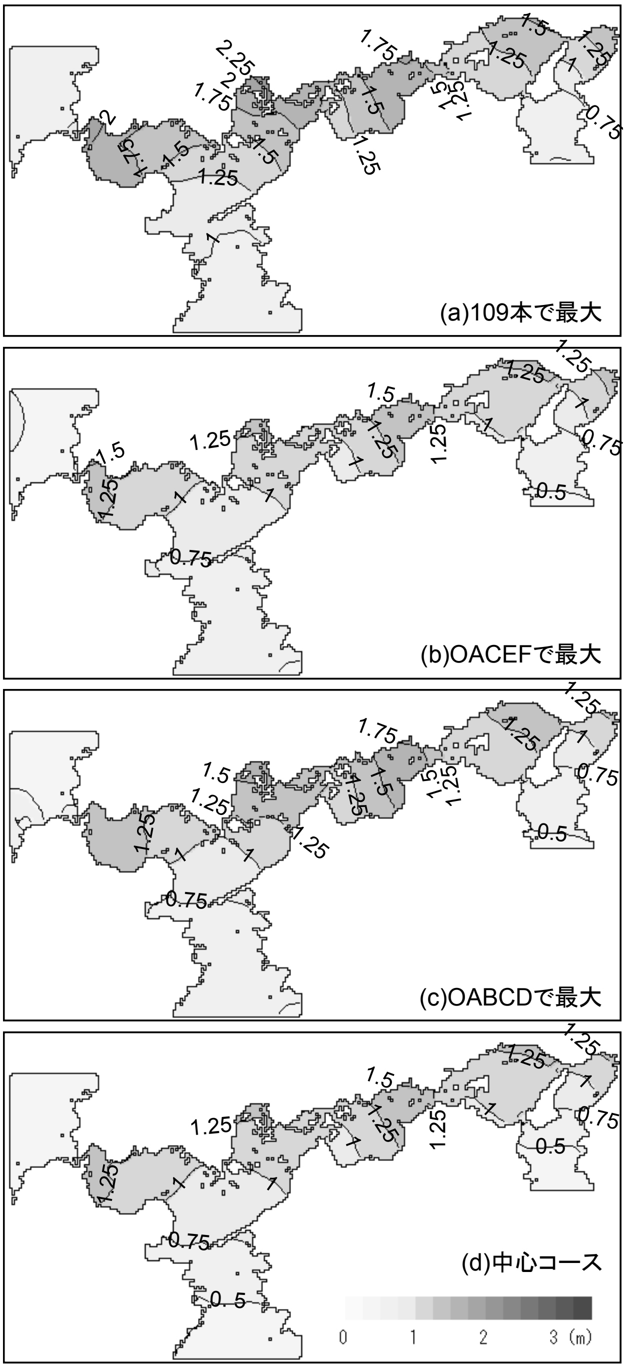
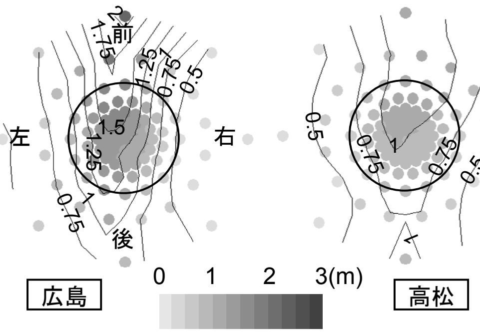


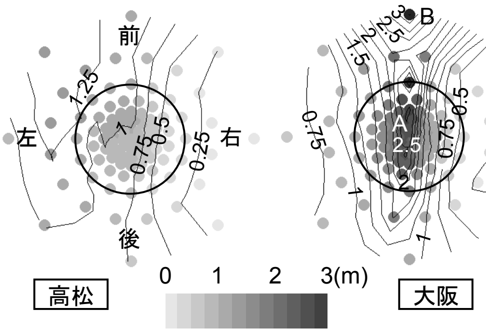
図-3.5.4 最大高潮偏差の分布（台風 1）

きくなる．

図-3.5.5(b)は台風 2 が図-3.5.1 の a’地点にあるときの予測計算で得た最大高潮偏差である．高松港では，予報円の左前方の外側，すなわち高松港の西方を通過すると顕著な高潮偏差となる．大阪港では，左右方向では中央付近，大阪湾の西方を通過すると顕著な高潮偏差となる．図の A と B の 2 箇所にピークが見られるが，これは予報円外に設定したコースの間隔が粗いために生じたものであり，間隔を細かくすれば連続したものになると考



(a) 台風 1



(b) 台風 2

図-3.5.5 各コースの最大高潮偏差

えられる．

②最高潮位の分布

図-3.5.6 の a は，台風 1 が図-3.5.1 の a の位置にあるときの予測計算で得られた最高潮位（高潮偏差と天文潮位を合わせた潮位の最高値，DL 基準）である．瀬戸内海では天文潮差が 1.5～4m と大きく，最高潮位は最大高潮偏差の起時と満潮が重なるかどうかに大きく左右される．そのため，最高潮位は予報円の左右方向よりはむしろ前後方向で大きく異なる．この例では，高松港では予報円のほぼ中心で，広島港では予報円の後方で最高の値を得ている．

(4) リードタイムによる予測値の変化

図-3.5.6 の a～d は，台風 1 がそれぞれ図-3.5.1 の a～d の位置にあるときの予測計算で得られた最高潮位である．109 本のコースは，台風 1 の位置まではそれまで通過してきたコースで一致しており，そこから先は予報円の半径に応じて枝分かれしている．台風 1 が a から d に進むにつれて，広島港や高松港に台風が最接近までのリードタイムは短くなるが，コースのばらつきが小さくなるために,最高潮位の予測値のばらつきも小さくなる．

図-3.5.7 はこの予測値を累積分布として示したものである．高松港では，台風が図-3.5.1 の a の位置のとき（最接近の約 30 時間前）に予測値の幅が 0.8m ほどある

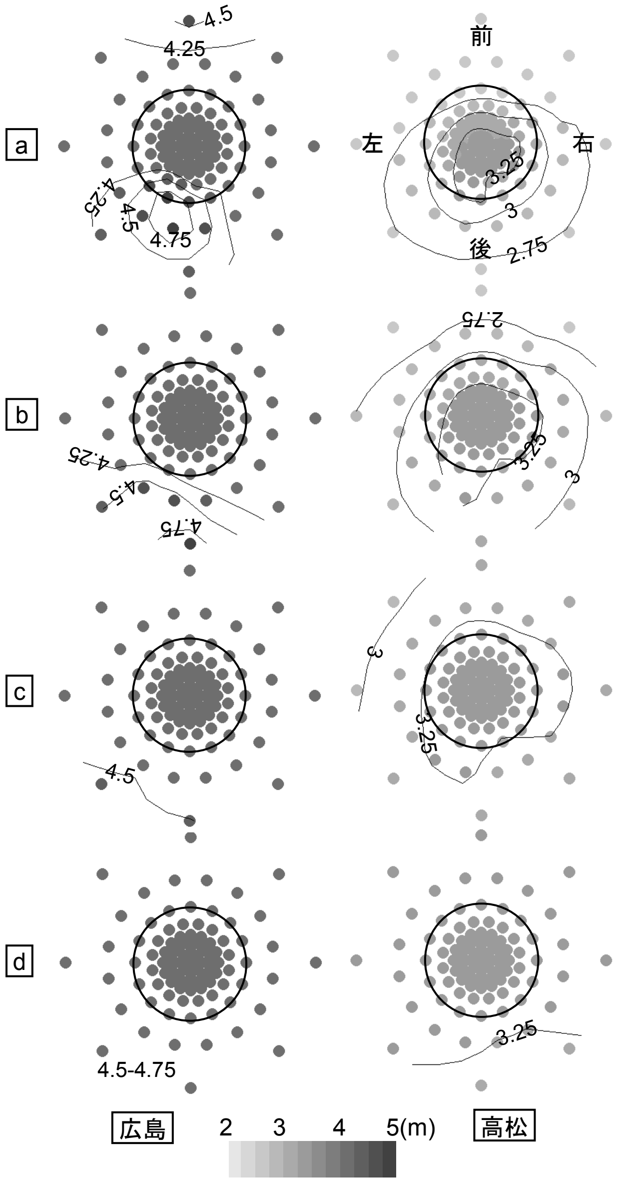


図-3.5.6 各コースの最高潮位（台風 1）

が，d の位置（約 6 時間前）には 0.2m ほどに狭まり，岸壁など港湾施設の浸水の有無を判断しやすい状況になっている．高松港では最大高潮偏差が満潮と重なった．一方，広島港では，天文潮差が 4m ほどあり，1～2m の高潮偏差であれば，満潮と数時間ずれることで潮位が満潮位を超えなくなる．そのため，台風が a の位置のとき（約 27 時間前）でも潮位が満潮位を 0.2m 以上超える確率は 10%程度であり，c の位置（約 9 時間前）ではほとんど 0%になっている．

図-3.5.7 には，台風が図-3.5.1 の a の位置のときの予報円の中心 O，右端 A，前端 B，左端 C，後端 D を通るコースに対する予測値も示した．広島では，これら 5 本のコースによる最高値（図の◇印）が上位 5%以内に位

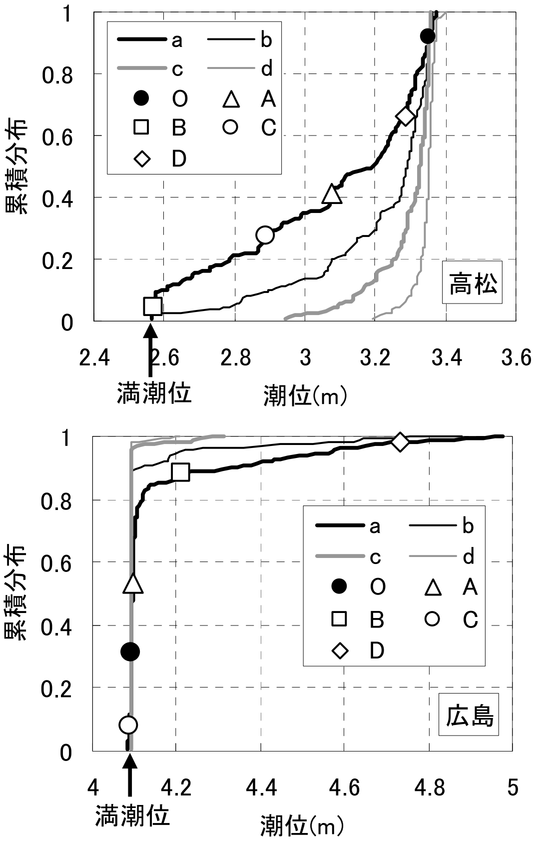


図-3.5.7 最高潮位の累積分布（台風 1）

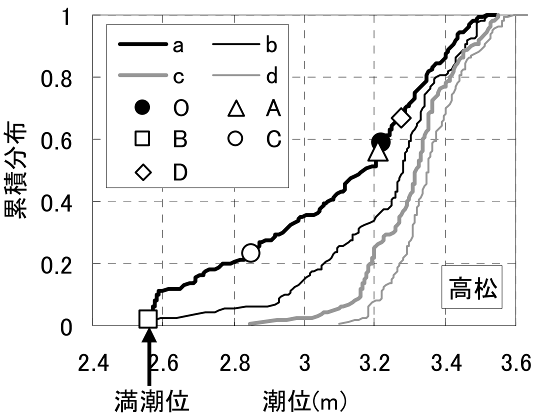


図-3.5.8 高潮推算誤差を考慮した最高潮位の累積分布（台風 1）

置している．中心を通るコースに対する潮位の予測値（図の●印）は，必ずしも確率分布の中央値になるとは限らない．

(5) 高潮推算精度の影響

ここまでは，高潮推算が正確という前提のもとで，台風のコースによる最高潮位の分布を議論してきた．ところが現実には，高潮推算に誤差があり，中心気圧や最大風速半径の値にも不確定性がある．したがって，もう少し緻密に最高潮位の確率分布を評価しようとするならば，防波堤の被災遭遇確率や期待滑動量を計算する際に，沖波推算，浅海波浪変形計算などのばらつきを考慮する（河合ら，1997b）のと同様な扱いが必要だろう．高潮推算の誤差が具体的にどのような確率分布をしているかについては，今後の研究を待たねばならない．ここでは，偏りが 0，変動係数が 0.1 の正規分布にしたがうとした場合の，最高潮位の確率分布を試算した．図-3.5.8 はこうして得られた高松港の最高潮位の確率分布であり，図-3.5.7 に比べると，潮位の高い側に伸び，低い側では満潮位付近の確率が増えている．

3.6 まとめ

本章は，第 2 章で述べた台風 9918 号の高潮災害を契機に，各港湾の高潮を予測する技術の開発に取り組んできた成果をとりまとめたものである．その前半では，高潮の経験式には最大高潮偏差の起時の推定などに理論的な限界があることを示し，数値計算モデルに適切な計算格子間隔や台風の立ち上げ緯度を設定した．これらの成果を踏まえ，2004 年には本格的に高潮予測を開始した．なお，ここに記した成果は国土交通省関東～九州地方整備局の港湾空港部における高潮予測システムに反映され，高潮防災の実務に活用されている（村永ら，2008）．本章の後半では，次世代の高潮予測を模索する意図で，潮位の確率予測を試み，その予測で得られる情報の内容や技術的な課題を整理した．

本章に記した内容で台風接近時の高潮予測技術が完成されたわけではなく，例えば以下のような課題が残っている．

- 風の推算精度を向上させる．例えば，局地気象モデルとの相関解析によって経験的台風モデルを改良する．
- 高潮だけでなく波浪も推算し，越波量や浸水の予測まで行う．瀬戸内海や九州西岸の内湾では天文潮差が大きいため，高潮・天文潮・波浪の相互作用を簡易的に考慮する．
- 台風の進路や強度の予測，風や高潮の推算に含まれる誤差を定量的に評価する．

これらについて引き続き取り組んでいく必要がある．

4. 海上風モデルの改良と波浪モデルの結合による高潮推算精度の向上

4.1. 概説

台風の来襲で防波堤や護岸などの施設が破壊され，後

背地が浸水した場合には，迅速かつ合理的な災害査定や復旧活動を進めるために，外力である高潮と波浪を詳しく把握する必要がある. 例えば, 高潮数値計算によって，被災時の高潮や波浪を正確に再現することができれば，超過外力による被災か，別の原因による被災か，を的確に判断することができる．また，復旧作業後も継続される高潮や波浪のメカニズムの究明も，将来の防災に役立つ知見となる. これらを行うためには, 高潮や波浪の様々な物理過程を考慮して現象を正確に再現する高潮数値計算技術が必要である.

これまで一般に，台風による内湾の高潮や波浪の推算では，台風の気圧分布を同心円で近似し，海面摩擦の影響のない自由大気の風速に一定の係数を乗じて海上風を求め，この海上風による波浪と高潮をそれぞれ独立に推算してきた（以下では「従来の推算」と記す）.

ところが，この従来の推算方法では台風 9918 号による波浪と高潮を十分に再現できず，例えば周防灘西部の苅田では，有義波高も高潮偏差も推算値が観測値を大きく下回った（橋本・真期，2000 ; 河合ら，2000a, 2000b）. その最大の原因は海上風の過小評価にあり，海上風の推算において台風の気圧分布の歪みやスーパー・グラディエント・ウィンド（以下では「SGW」と略す）を考慮する必要性が既に指摘されている（Veltcheva and Kawai, 2002 ; Veltcheva・河合，2002）. さらにその他にも，波浪・高潮の相互作用が考慮されていないことが考えられる．外洋に比べ内湾では，水深が浅く，高潮や天文潮による水深や流れの変化は波浪の発達・伝播に影響しやすい．また逆に, この波浪の発達は海面せん断応力を変化させ, 流れにも大きな影響を及ぼすと考えられる.

そこで本章ではまず，従来の推算法の概要と，台風 9918 号の追算で明らかになった課題について述べる．そして，これら問題点を解決するために，気圧分布の歪みや SGW を考慮した海上風を用い，波浪推算と高潮推算の間で必要な変数を双方向にやりとりしながら両方の推算を同時に進めていく，新たな推算モデルを構築した．このモデルを用いて台風 9918 号による周防灘と八代海の高潮を追算し，その結果を従来の推算法によるものと比較した．また，このモデルで台風 0314 号による韓国南岸の高潮も計算し，内湾の波浪の発達が高潮に及ぼす影響を調べた．さらに，瀬戸内海のような複雑な陸上地形をもつところでは，経験的台風モデルによる風の再現では限界があるため，局地気象モデルを用いた風で瀬戸内海の高潮も計算した.

本章はこれらの成果（河合ら，2003a，2003b，2004a，2004c，2006a，2007a，2007b ; Kawai et al.，2004a，2005）をまとめたものである.

4.2. 従来の高潮推算法とその課題

(1) 気圧分布と海上風のモデル

従来の海上風の推算では，台風の気圧分布を，中心気圧と最大風速半径をパラメタとする経験式で与えてきた. その一つが式(3.2.1)に示した Myers の分布である．この分布では等圧線が同心円になっている．ところが，実際の台風では，上陸などの影響によって気圧分布が歪んでいることもある.

台風の風は，気圧勾配に起因する「傾度風」と台風自体の移動による「場の風」に分けて考える．傾度風については，自由大気において気圧勾配，遠心力，コリオリ力の静的な釣り合いから，式(3.2.2b)によって風速 U_{gr} を求め, さらに式(3.2.2a)のように経験的な低減係数 C_1(=0.6～0.7)を乗じて海上での風速 U_1 に換算する．一方，海上における場の風 U_2 は，式(3.2.3)に示すように，台風の進行速度 V_T と経験的な低減係数 C_2（$=C_1$ あるいは 1）を用いて求める.

橋本・真期(2000)は，風速低減係数を 0.6 と仮定して台風 9918 号による周防灘の波浪を追算したが, その西部に位置する苅田では海上風や有義波高の追算値が観測値を大きく下回った．そこで，風速低減係数の与え方を工夫し，風上側の近傍が全て陸地となる計算格子では 0.3，全て海の場合には 0.9，陸地と海が混在する場合にはその面積比に応じて 0.3 と 0.9 を内分した値を与えるモデルを導入した．その結果，観測値に近い海上風や有義波高が得られた．一方，河合ら(2000a，2000b，2001b)は，風速低減係数を 0.7 と仮定して高潮を追算したが，やはり苅田で海上風や高潮偏差の追算値が観測値を大きく下回った．そこで，台風の接近時に限って風速低減係数を 0.7～1.0 の範囲で経時的に変化させ，苅田における海上風を再現できるようにした．その結果，高潮偏差も追算値が観測値に近づいた.

これらは，台風の規模，中心の接近の程度，あるいは海域など，条件によっては風速低減係数を経験的に使われてきた 0.6～0.7 よりも大きくとる必要があることを示している．東京湾，伊勢湾，大阪湾など，日本の太平洋に面する内湾の多くは南北に長く，これらの内湾では台風の中心が西側に数十 km 離れたところを通過した場合に湾奥に顕著な高潮が発生することが知られている．このような条件で発生する波浪や高潮の推算には，台風の中心から離れた東側の海上風を正確に与える必要がある. 0.6～0.7 という風速低減係数は，主としてこれらの内湾での経験に基づいて選ばれたものであると思われる.

ところが，周防灘は東西に長い内湾であり，台風 9918 号のようにこれを横切るコースをとった場合には，台風の中心付近の気圧低下や中心より前方で吹く海上風が波浪や高潮の発達にとって重要となる．このような気圧や海上風についても精度良く与える必要がある．

(2) 波浪推算モデル

波浪推算モデルには様々なものがあり，第三世代波浪推算モデルとして位置づけられる WAM（The WAMDI Group, 1988; Komen et al. 1994）も，その一つとして使われるようになりつつある．以下ではそのヴァージョンの一つである cycle 4 について記す．

WAM には球面座標系と平面座標系のモデルが用意されているが，平面座標系におけるその基礎方程式は以下の通りである．

$$\frac{\partial E}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(c_x E\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(c_y E\right)+\frac{\partial}{\partial \sigma}\left(c_\sigma \frac{E}{\sigma}\right)+\frac{\partial}{\partial \theta}\left(c_\theta E\right)=S \tag{4.2.1}$$

ここに，t は時刻，E は方向スペクトル，σ は角周波数，θ は波向，c_x，c_y，c_σ，c_θ は波速，S は次式によって表されるエネルギー・ソース関数である．

$$S=S_{in}+S_{dis}+S_{nl} \tag{4.2.2}$$

ここに，S_{in} はエネルギー入力項であり，

$$S_{in}=B\cdot E \tag{4.2.3}$$

によって与えられる．B は Janssen (1989, 1991)の quasi-linear 理論による係数であり，同じ風場が与えられた場合でも海面の状態によって風から波へのエネルギー輸送が異なり，次式で定義される波齢 w_{age} が若い波ほどエネルギー輸送が活発であることも考慮している．

$$w_{age}=u_*/c \tag{4.2.4}$$

ここに，c は波速，u_* は摩擦速度である．もう少し具体的には，次式で示すように，波の周波数 f, 波向 θ，風向 φ などを考慮した海面抵抗係数 C_D を導入している．

$$C_D=\left\{\frac{\kappa}{\ln\left(L/z_0\right)}\right\}^2 \tag{4.2.5a}$$

$$z_0=\frac{\alpha\tau}{g\sqrt{1-\dfrac{\tau_w}{\tau}}} \tag{4.2.5b}$$

$$\tau_w=\rho_w\int_\theta\int_f 2\pi f\gamma E\left(f,\theta\right)\cos\left(\theta-\varphi\right)dfd\theta \tag{4.2.5c}$$

ここに，κ はカルマン定数，L は海面上の高さ(=10m)，z_0 は海面上の粗度長，α は係数，g は重力加速度，τ は海面せん断応力，τ_w は波によるせん断応力，ρ_w は海水の密度である．γ は波の発達係数で波齢 w_{age} と風の鉛直分布を表すパラメタによって与えている(Janssen, 1991)．式(4.2.2)においてさらに，S_{dis} はエネルギー消散項であり，S_{nl} は非線形相互作用によるエネルギー輸送項である．

ところで，一般に波浪推算では，天文潮や高潮による潮位の変化や流れを無視し，平均海面，朔望平均満潮位，被災時潮位など一定の潮位を用いてきた．また，WAM の cycle 4 では定常な流れを考慮できるが，非定常な流れや潮位には対応していない．

以上のような海上風と波浪の推算方法を用いて，台風 9918 号による周防灘と八代海の波浪を追算した．台風 9918 号は，**図-4.2.1** に示すように，八代海の西方を通過し，周防灘を横切るコースをとった．周防灘を対象とした波浪推算では，**図-4.2.2** に示すように，日本列島をとりまく外洋の計算領域（格子間隔 32.4km）を設け，その内部に格子間隔の細かい領域を接続させた．豊後水道から周防灘と安芸灘に至る海域の格子間隔は 1.8km である．一方，八代海は多くの水道を通じて東シナ海や島原湾とつながっているものの，その幅は狭く，外洋波浪に対する遮蔽性は高いと考えられる．そこで，**図-4.2.3** に示すように，八代海の全域を含む長方形の計算領域のみで波浪推算を行った．ただし，八代海の地形は複雑であるため，格子間隔は周防灘より細かい 0.6km とした．

図-4.2.4 は，周防灘の苅田における有義波高の経時変

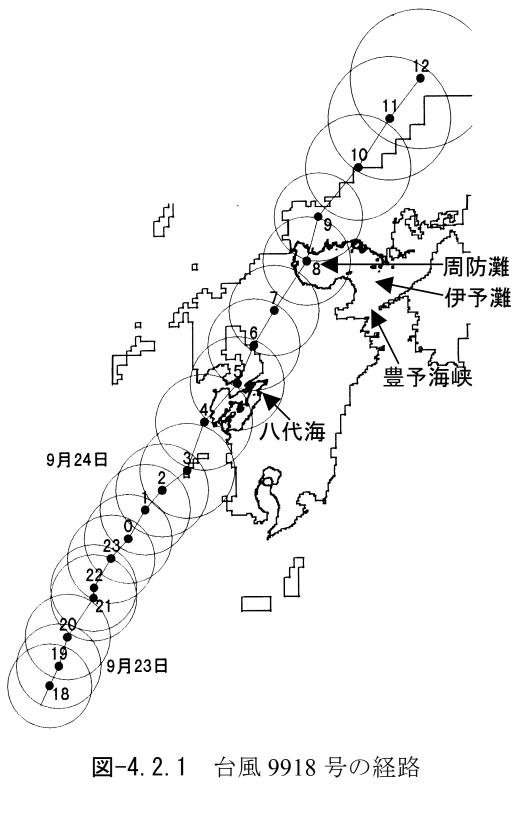


図-4.2.1　台風 9918 号の経路

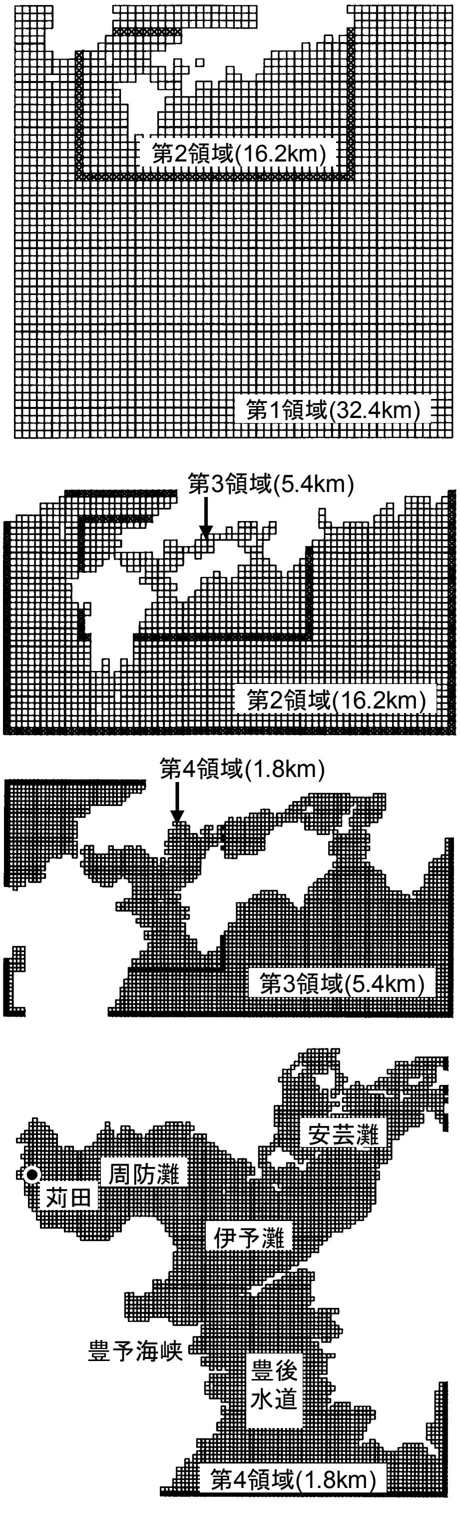


図-4.2.2　波浪推算の領域（周防灘）

化を示す．最大有義波高は $C_1=C_2=$ 0.6 の場合に 2.5m，$C_1=C_2=0.7$ でも 2.9m であり，何れの場合も観測値の 3.5m と比べてかなり小さい．なお，橋本・真期(2000)も，周防灘に 1/54deg（周防灘周辺で南北約 2.1km，東西約 1.7 km）間隔の計算格子を用い，風速の低減係数を $C_1=C_2=0.6$

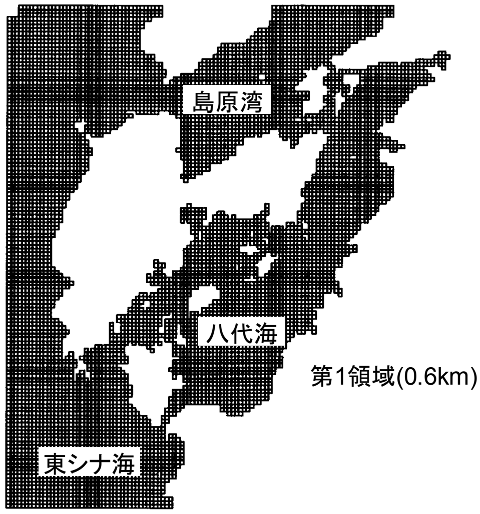


図-4.2.3　波浪推算の領域(八代海)

として，同様な結果を得ている．

(3) 高潮推算モデル

高潮の推算では一般に，天文潮による水位の変化や流れを無視し，静水面として平均海面，朔望平均満潮位，被災時潮位などを与えてきた．そして，気圧低下による海面の吸い上げや強風による吹き寄せで生じる海水の運動の分だけを，式(3.2.5)および式(3.2.10)に示した，非線形長波近似した連続の式と運動方程式によって計算する．海面のせん断応力は式(3.2.7)，底面のせん断応力は式(3.2.8)で与える．

海面抵抗係数には，式(3.2.9)の本多・光易(1980)による式を用いる．この式は風速だけの関数で与えており，波浪による海面粗度の変化までは考慮していない．WAM においても，本研究で用いる cycle 4 より一つ前の cycle 3 では風速だけの関数，

$$C_D = \begin{cases} 1.2875/10^3 & (W < 7.5) \\ (0.8 + 0.065W)/10^3 & (W \geq 7.5) \end{cases} \qquad (4.2.6)$$

によって与えていた．この式は Wu(1982)によって提案されたもので，本多・光易(1980)よりやや大きい値である．

以上のような方法によって台風 9918 号による高潮を追算した．追算に用いた計算領域は，図-4.2.5 および 4.2.6 に示すように，外洋を再現する格子間隔の粗い計算領域の内部に，格子間隔の細かい計算領域を接続させたものである．周防灘と八代海の全域を 0.6km 間隔の計算格子で再現した．

こうして得られた結果と検潮記録や痕跡（河合ら，2000b, 2000c）を比較したものが，図-2.2.3 および 2.2.9 である．図には 3 種類の痕跡による高潮偏差を示しており，○印は潮位を示すと考えられる痕跡，×印は越波に

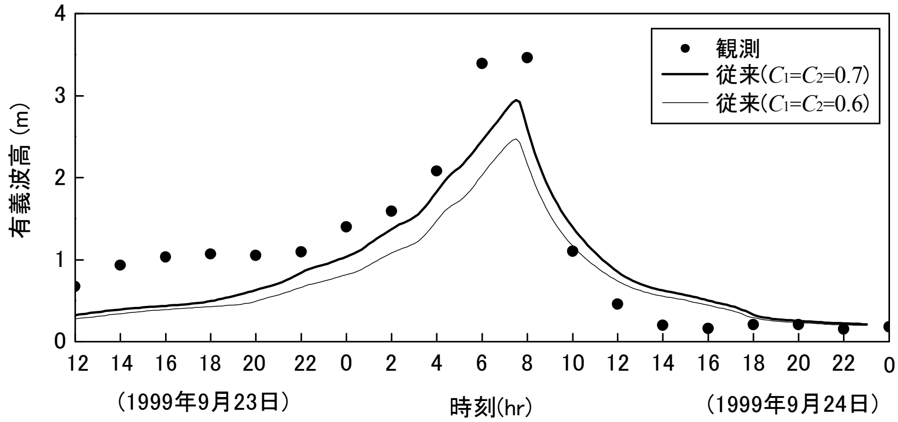


図-4.2.4　従来の方法による有義波高の追算値（苅田）

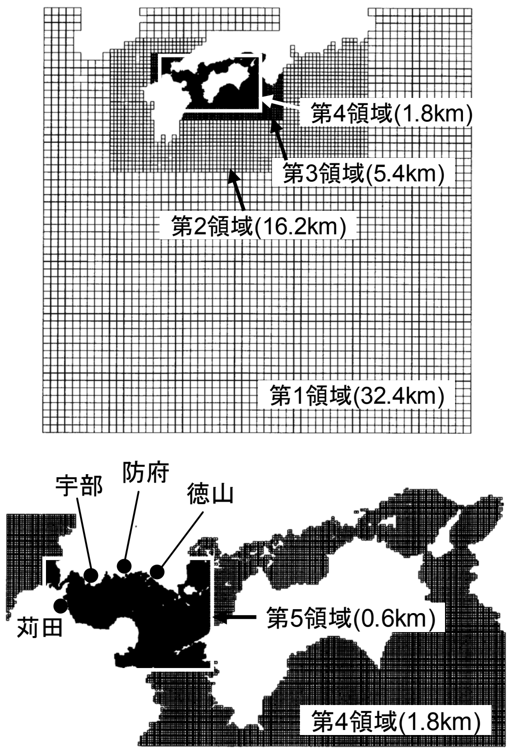


図-4.2.5　高潮推算の領域（周防灘）

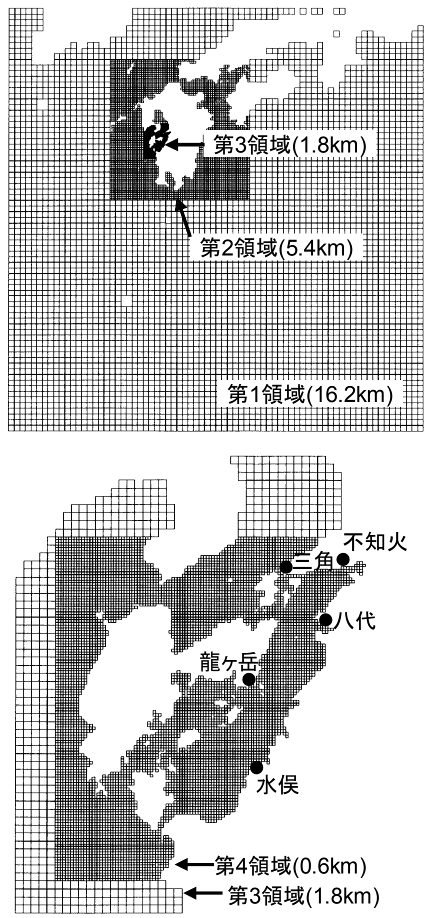


図-4.2.6　高潮推算の領域（八代海）

よる浸水など潮位より高いと考えられる痕跡，△印はピークが欠測した検潮記録や高潮により水没した構造物の天端高などから，それぞれ求めたものである．推算値を示す実線が■印と○印を貫き，×印よりも低く，△印よりも高ければ，その推算値は正しいと判断できる．八代海では検潮記録や痕跡による値に近い傾向が得られているが，周防灘では西部（図の地点①～⑦）で過小評価している．例えば，①苅田では，観測値が 2.1m であるのに対し，推算値は 1.2m である．なお，河合ら(2000a, 2000b)も最小で 0.2km 間隔の計算格子を用いて同様な結果を得ている．

4.3. 波浪・高潮の双方向結合推算モデルの構築

(1) 気圧分布の歪みと SGW を考慮した海上風の推算

①気圧分布の歪み

これまで一般に，台風の気圧分布には同心円の分布を仮定してきたが，陸地に接近あるいは上陸した台風の気圧分布は歪んでいることがある．そこで，台風の半径 r_0 を，台風の中心からみた方向 β のフーリエ級数 $r_0(\beta)$で与

表-4.3.1　海上風の推算に用いる台風 9918 号の属性

年	月	日	時	分	経度 (deg)	緯度 (deg)	気圧深度(hPa)	移動速度(km/h)	半径(km) r_0	r_{01}	r_{02}	位相(rad) α_1	α_2
99	9	24	5	0	130.3	32.6	68	40.7	56.0	9.7	−2.9	0.05	-3.03
99	9	24	6	0	130.5	33.0	63	44.4	59.5	10.8	−7.1	−0.13	2.70
99	9	24	7	0	130.8	33.4	63	44.4	57.6	13.5	−3.2	−0.16	-4.48
99	9	24	8	0	131.2	33.9	63	50.0	52.5	5.8	−3.5	−1.24	0.94
99	9	24	9	0	131.3	34.3	53	51.9	80.4	21.8	−9.9	−0.21	4.61
99	9	24	10	0	131.8	34.8	53	57.4	72.1	16.7	−12.6	−0.68	3.79
99	9	24	11	0	132.2	35.3	53	59.3	102.8	41.9	−22.0	1.38	0.25

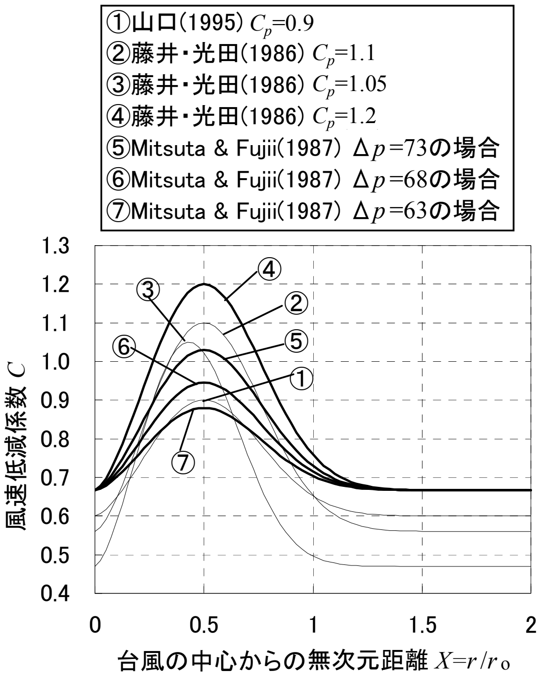
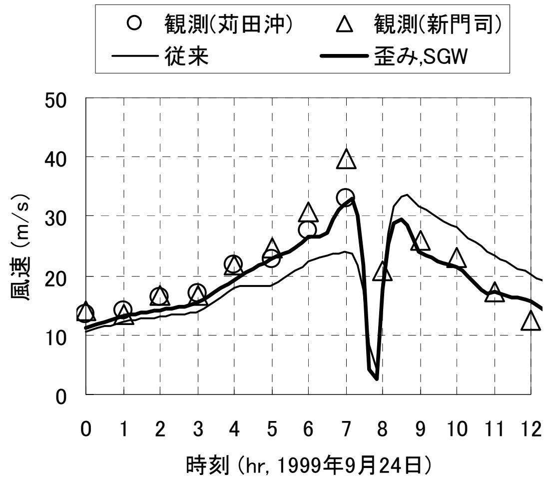
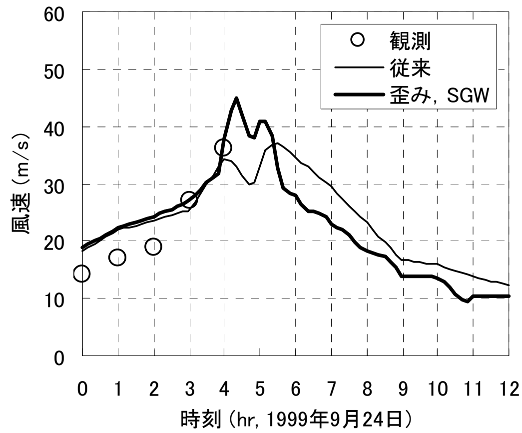


図-4.3.1　SGW を考慮した風速低減係数



(a) 苅田（周防灘）



(b) 龍ヶ岳（八代海）

図-4.3.2　気圧分布の歪みと SGW を考慮した海上風の推算値

える(Veltcheva and Kawai, 2002；Veltcheva・河合, 2002).

$$r_0(\beta)=\overline{r_0}+r_{01}\cos(\beta-\alpha_1)+r_{02}\cos(2\beta-\alpha_2) \qquad (4.3.1)$$

ここに，$\overline{r_0}$，r_{01}，r_{02} は半径，α_1，α_2 は位相であり，台風周辺の気象官署で観測された気圧をもとに最小二乗法で求める．表-4.3.1 の太枠内に当てはめた結果（Veltcheva and Kawai, 2002）を示す．

②スーパー・グラディエント・ウィンド

これまで風速低減係数 C_1, C_2 の値には 0.6～0.7 が使われてきた．しかしながら，台風の中心付近では，その三次元構造に起因して，海上風の風速が自由大気の風速に近いかそれ以上になることが知られている．これをスーパー・グラディエント・ウィンド（以下では「SGW」と略す）といい，これを考慮した海上風の風速 W は式(3.5.1)および(3.5.2)で与えられる．これらの式における C は風速低減係数であり，図-4.3.1 に示すように $X=X_p$ で最大値 C_p をとる．その最大値については様々なものが提案されている（藤井・光田，1986；Mitsuta and Fujii, 1987；山口ら，1995）．例えば，②～④は異なる台風に対して求められた係数であり，気圧深度など台風の勢力によって係数に違いがあるものと考えられる．Veltcheva and Kawai(2002)および Veltcheva・河合(2002)は④の係数を仮定して周防灘の高潮を追算しているが，本章では，⑤～⑦のように台風の気圧深度Δp も考慮した Mitsuta and Fujii

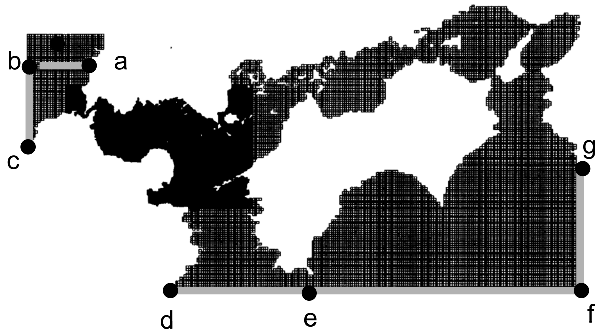
(1987)のモデルを導入することにした．このモデルでは風速低減係数の最大値 C_p を式(3.5.3)によって与えている．この式は，台風が発達して気圧深度Δp が大きくなると風速低減係数の最大値 C_pを大きく与え，減衰して気圧深度Δp が小さくなると中心から無限遠点の値 C_∞= 0.66 に近い値を与える関数形になっている．

また，自由大気の風の推算において，従来は傾度風と場の風を別々に求めてからベクトル合成する方法をとっていたが，式(3.5.1)は台風の移動を考慮した座標系における気圧勾配，遠心力，コリオリ力の釣り合いから一度に風速を求めるものである．

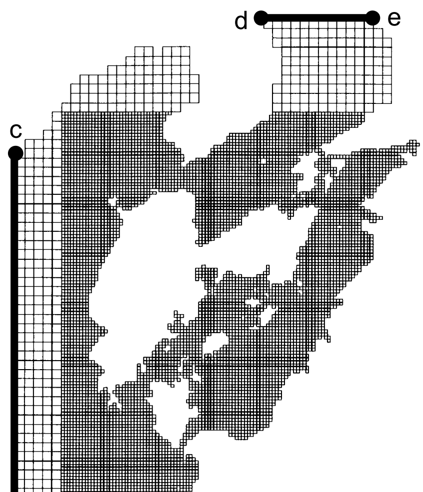
以上のような気圧分布の歪みと SGW を考慮して海上風を推算した結果を図-4.3.2 に示す．SGW の考慮によって台風が最接近した頃の風速は全体的に大きくなり，従来の推算法では過小評価されていた(a)の苅田でも観測値に近い風速が得られた．また，風速のピークは台風の眼の前後に一つずつあり，従来のベクトル合成による推算では眼の後のピークが大きかった．しかし，式(3.5.1)を用いることで，眼の後のピークはかなり緩和された．

(2) 天文潮の導入

これまで一般に，波浪推算や高潮推算では天文潮を無

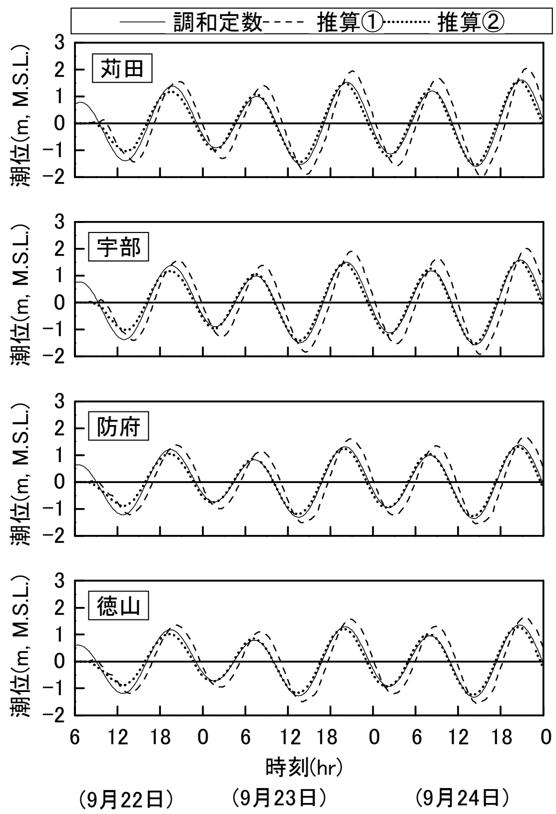


(a) 周防灘

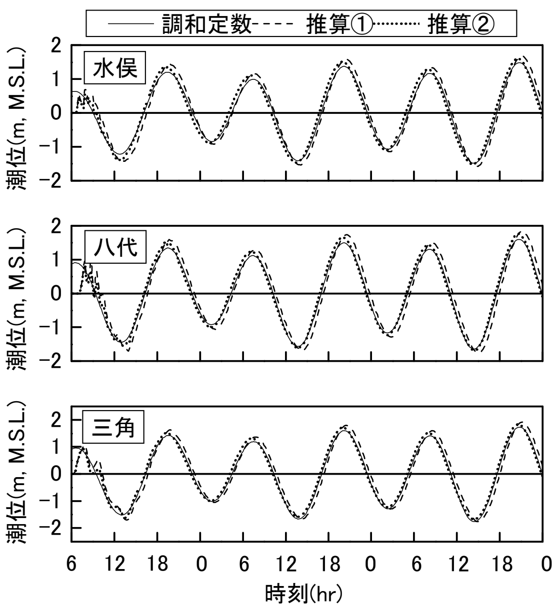


(b) 八代海

図-4.3.3　天文潮を入射させる線境界



(a) 周防灘



(b) 八代海

図-4.3.4　天文潮の再現

視してきた．しかし，満潮で水深が深くなると高潮の主な原因の一つである吹き寄せ効果が小さくなるように，水深の浅い内湾の，特に吹き寄せの効果が蓄積される湾奥では，天文潮位の変化が高潮偏差に影響を及ぼすものと考えられる．特に本節で対象とする周防灘と八代海は，日本の代表的な内湾の中では有明海と並んで，最も湾奥部の水深が浅く，天文潮差も大きい．また，波の発達や屈折は，天文潮と高潮を合わせた潮位や流れの変化に影響される．

そこで，図-4.3.3 に示すように，周防灘や八代海から離れたところに線境界を設け，この線上の計算格子に時々刻々と変化する天文潮位を与えることで，計算領域内に天文潮を発生させた．線境界における潮位は，最寄りの港の主要 4 分潮の調和定数（海上保安庁，1992）を用いて代表地点（周防灘では a～g，八代海では a～e）における潮位を計算し，これらを内挿して各計算格子における潮位を与えた．このような方法によって計算した 1999 年 9 月 22 日 6 時から 25 日 0 時の天文潮位を図-4.3.4 に推算①として示す．天文潮を起動させたときに生じる短周期の振動は概ね 6 時間以内におさまり，それ以降は滑らかな天文潮位の変化となっている．

しかしながら，こうして発生させた天文潮は，周防灘や八代海の内部において，その位置の調和定数から直接計算したものより干満差が大きく，位相も遅れている．その原因としては，線境界の代表地点の調和定数に，数十 km 離れた位置にある検潮所の値をそのまま用いたことが考えられる．そこで，検潮所の平均半潮差に対して周防灘では 0.75，八代海では 0.95 を乗じて補正したものを，代表地点の平均半潮差として用いた．また，周防灘では 1 時間，八代海では 30 分だけ位相を早めた．これらの補正によって，天文潮位は図-4.3.4 の推算②のようになり，その位置の調和定数から直接計算した潮位とほぼ

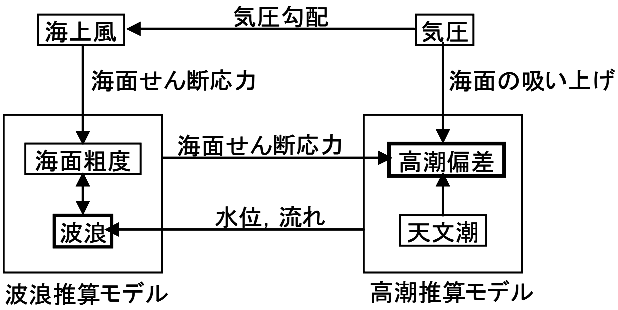


図-4.3.5　波浪推算モデルと高潮推算モデルの結合

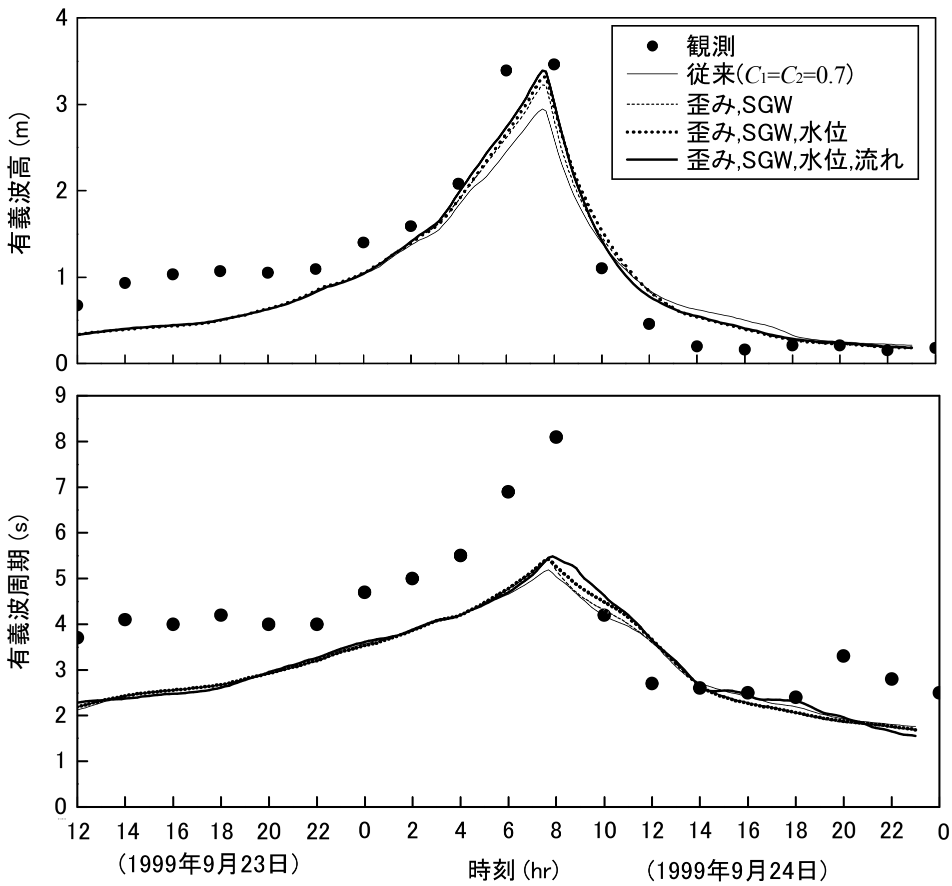
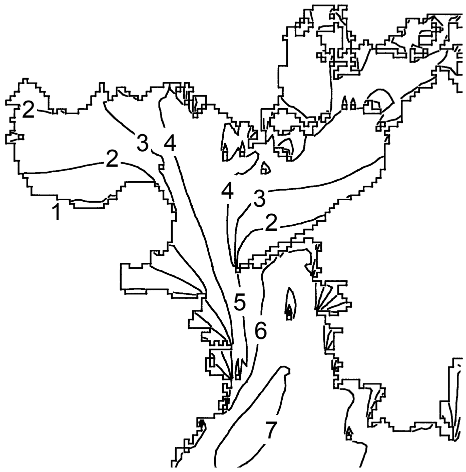


図-4.4.1　苅田における波浪の経時変化（周波数分割数 N_{fre}=35）

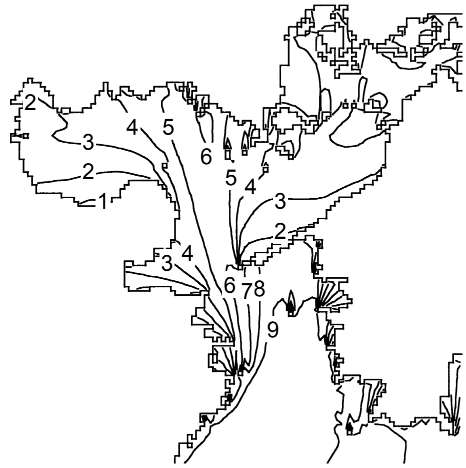
重なった．なお，周防灘では9月24日6～10時，八代海では同日4～7時に波浪や高潮が顕著となったが，これらの時間帯には既に安定した天文潮が再現されている．

(3) 波浪推算と高潮推算の結合

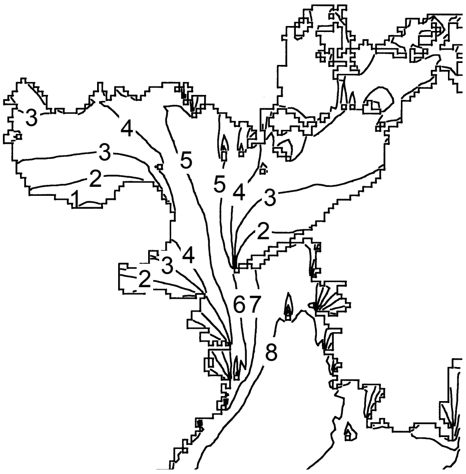
これまで一般に，波浪推算と高潮推算はそれぞれ独立して行われてきた．これに対し本研究では，波浪推算と



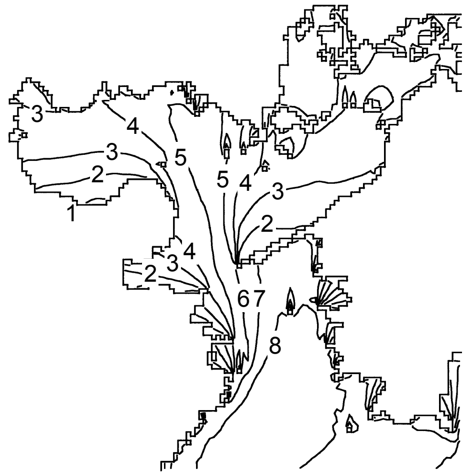
(a) 従来の方法(C_1=C_2=0.6)



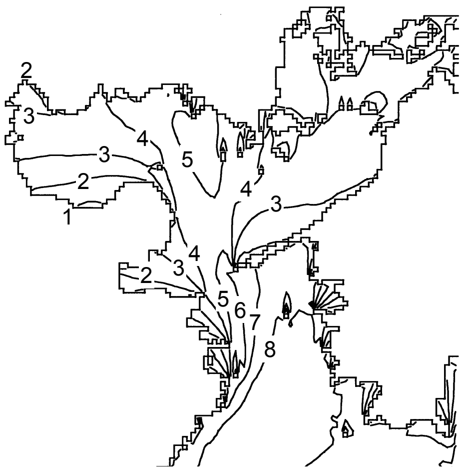
(b) 従来の方法(C_1=C_2=0.7)



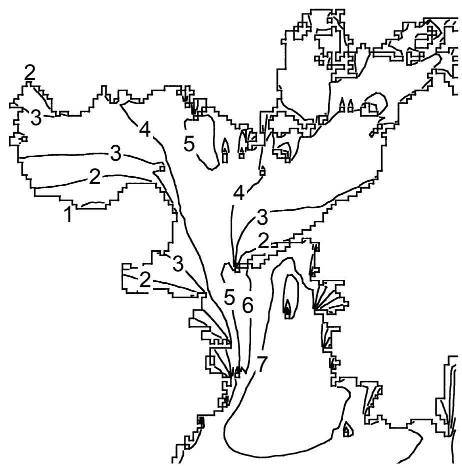
(c) 気圧分布の歪みとSGWを考慮



(d) 歪み，SGW，水位を考慮



(e) 歪み，SGW，水位，流れを考慮



(f) 周波数成分の数 N_{fre} を25にした場合

図-4.4.2　周防灘における最大有義波高の分布

高潮推算の間で必要な変数を双方向にやりとりしながら両方の推算を同時に進める，新たな推算モデル WASM（WAve and Storm surge Model の略）を構築した．その構成を**図-4.3.5** に示す．このモデルでは，台風の気圧分布の歪みや SGW を考慮して推算した海上風を，波浪推算と高潮推算に共通して与える．その波浪推算には WAM cycle 4 を用い，高潮や天文潮による非定常な水位や流れを考慮できるように改良している．また，高潮推算には非線形長波方程式に基づくモデルを用い，天文潮を線境界から入射させ，波浪推算モデルで計算された海面抵抗係数で海面せん断応力を計算するように改良している．周防灘に対する計算では，波浪推算を 60s 間隔，高潮推算を 4s 間隔，両モデル間のデータ（水位や流れ，海面抵抗係数）の受け渡しを 2min 間隔で行った．八代海に対する計算では，波浪推算を 20s，高潮推算を 10s，両モデル間の受け渡しを 2min 間隔で行った．

4.4. 台風 9918 号による周防灘・八代海の波浪・高潮の再現計算

(1) 周防灘の波浪･高潮

①波浪

苅田における有義波高の経時変化を**図-4.4.1** に示す．従来の推算法では風速低減係数 C_1, C_2 を 0.7 とした場合でも有義波高の最大値が 2.9m であったが，海上風の推算に気圧分布の歪みや SGW を考慮すると約 1 割大きい 3.2m が得られた．これに天文潮や高潮を考慮すると，水位と流れによってそれぞれ 0.1m ずつ大きくなり，観測値の 3.5m に近い 3.4m が得られた．したがって，内湾を対象とした波浪推算においては，海上風の推算に加え，天文潮や高潮の影響も重要であることが分かる．

一方，(b)の有義波周期については，波浪に対して追い風･順流の条件となる 9 月 24 日 2 時から 7 時半頃までの間，水位や流れの影響があまり現れていない．しかし，逆風・逆流の条件となる 7 時半から 12 時にかけては，水位や流れを考慮することによって有義波周期がそれぞれ約 0.2s ずつ長くなっている．なお，推算された有義波周期は観測値よりも全体的に短く，WAM cycle 4 における非線形相互干渉の考慮が必ずしも十分ではないことも分かる．

苅田以外の地点における波浪推算の結果を比較するために，周防灘とその周辺海域における最大有義波高の分布を**図-4.4.2** に示す．従来の方法による(a)と(b)では周防灘の西岸で有義波高が 2m 台である．台風の気圧分布の歪みや SGW を考慮して海上風を推算すると，(a)からも分かるように台風の眼の前方で吹く東風が強まり，その結果，周防灘の西岸における有義波高は(c)に示すように 3m を超える．また，(c)，(d)，(e)の比較から，岸のすぐ近くを除けば，波浪に及ぼす水位や流れの影響は小さく，従来から行われていたように高潮推算と独立した波浪推算でも支障のないことが分かる．ただし，豊予海峡から周防灘の入口にかけての海域では，流れの影響が比較的顕著に表れている．なお，(e)と(f)の比較で分かるように，周波数成分の数による違いも周防灘の中では比較的小さい．

②高潮

周防灘の代表地点における最大高潮偏差を**図-4.4.3** に示す（①苅田～⑭徳山の位置は後出の**図-4.4.4**(a)を参照）．従来の方法（C_1=C_2=0.7）では，①苅田～⑦宇部西部において，推算値が現地調査による値を大きく下回っていた．そこで，海上風の推算に台風の気圧分布の歪みや SGW を考慮すると，高潮偏差は①苅田から③長府にかけて大きくなり，⑦宇部西部から⑫防府にかけては逆に小さくなった．これに天文潮も考慮すると，周防灘全体としては高潮偏差に大きな変化がないものの，①苅田や⑦宇部西部のように約 0.3m 増加した場所もある．さらに，波浪推算の海面抵抗係数を導入すると，周防灘の

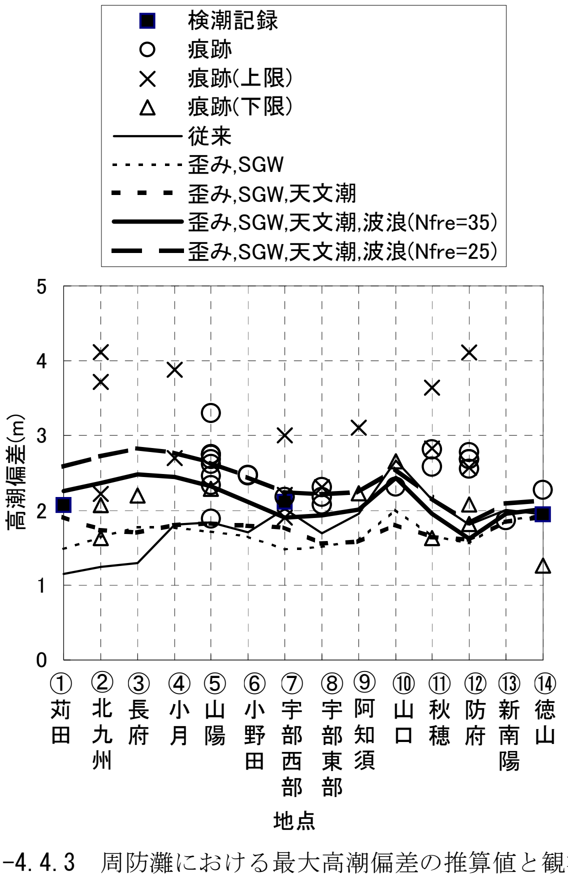
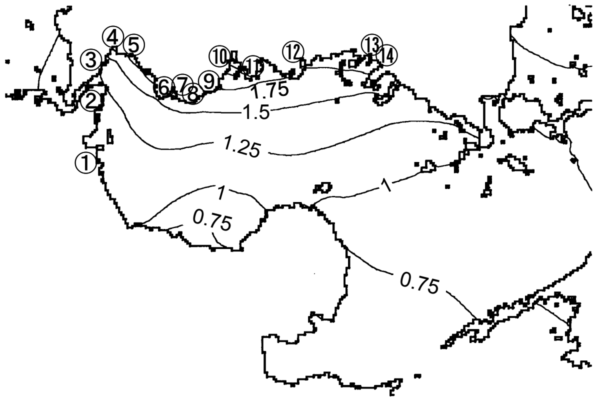
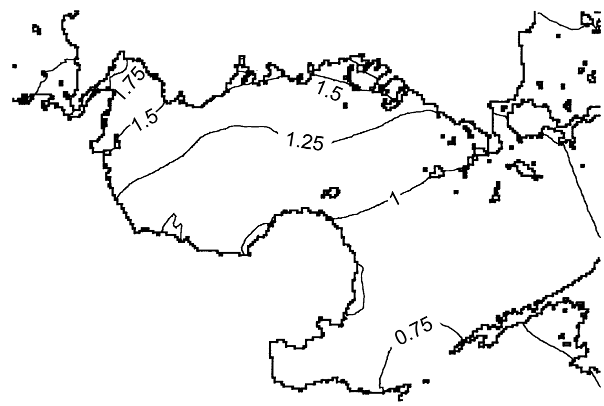


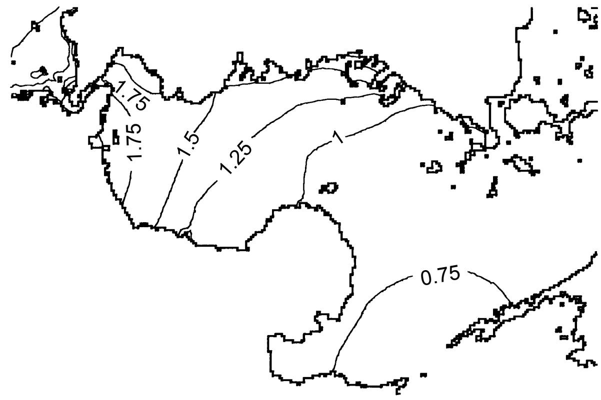
図-4.4.3 周防灘における最大高潮偏差の推算値と観測値



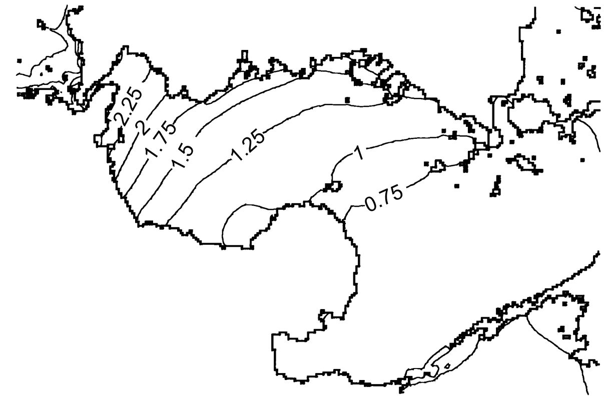
(a) 従来の方法(C_1=C_2=0.7)



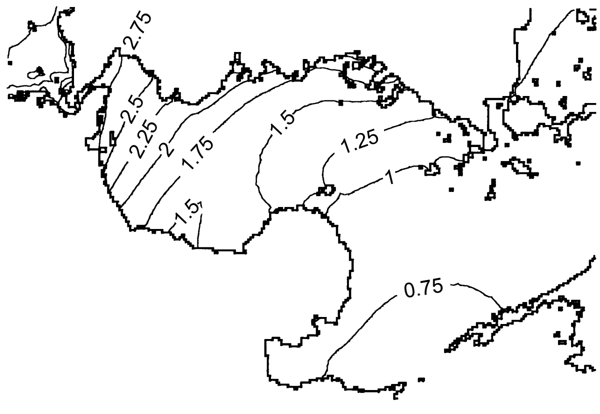
(b) 気圧分布の歪み，SGW を考慮



(c) 歪み，SGW，天文潮を考慮



(d) 歪み，SGW，天文潮，波浪を考慮

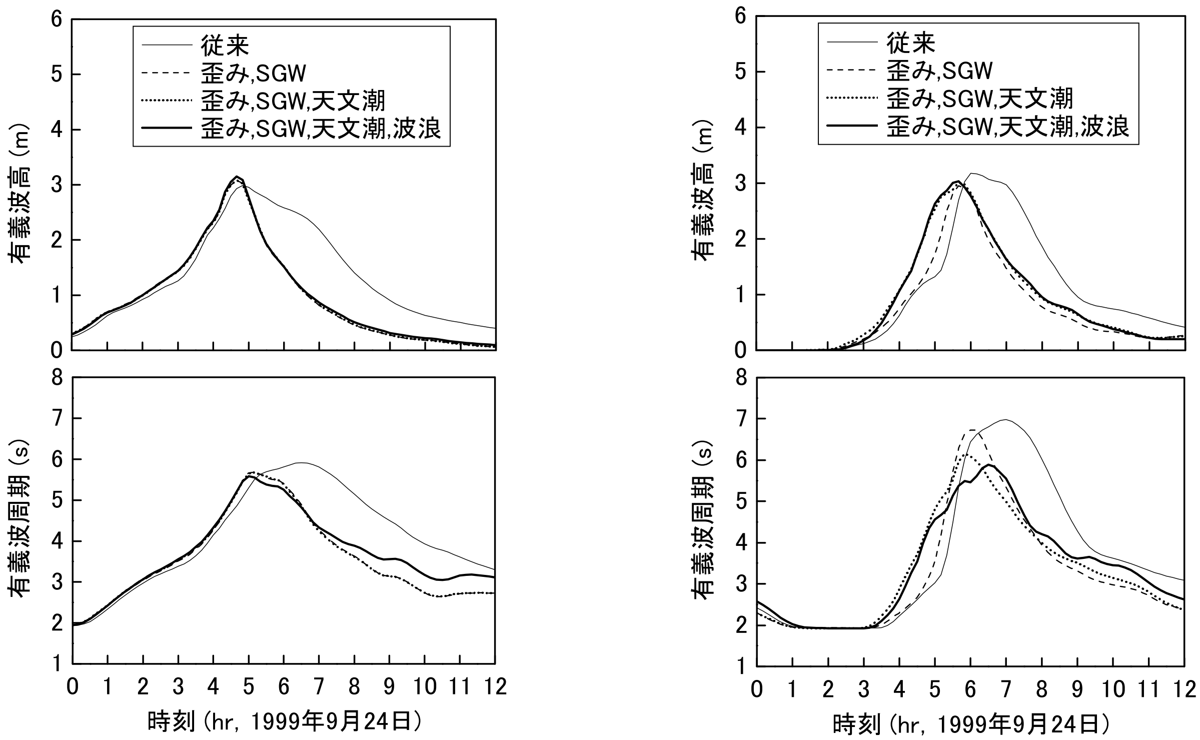


(e) 周波数成分の数 N_{fre} をデフォルト値 25 に戻した場合

図-4.4.4　周防灘における最大高潮偏差の分布

西へ行くほど，すなわち台風接近時の風下側へ行くほど，高潮偏差は大きくなった．周防灘の西岸におけるその増加量は，波浪推算の周波数成分の数 N_{fre} を 35 にした場合で 0.5m 程度であり，WAM のデフォルト値である 25 とした場合には 1m 程度に及んでいる．このうち現地調査による高潮偏差に近い値が得られたのは，周波数分割数を 35 にした場合である．

図-4.4.4 は，周防灘周辺の最大高潮偏差の分布を示す．周防灘の奥部（①苅田と⑦宇部を結ぶ線より関門海峡側の海域）においてコンターの向きを比較すると，従来の方法(a)では山口県側で高潮偏差が大きくなっているのに対し，海上風を修正した(b)～(f)では関門海峡側で大きくなっている．ただし，(c)では関門海峡の入口付近で高潮偏差がやや小さくなっている．



(a) 龍ヶ岳　　(b) 不知火

図-4.4.5　龍ヶ岳と不知火における波浪の経時変化

以上のことから，高潮の発生原因として吹き寄せの効果が卓越する湾奥に対しては，海上風の正確な推算に加え，波浪による海面抵抗係数の変化も重要であることが分かる．

⑵ 八代海の波浪･高潮

①波浪

八代海の中部に位置する龍ヶ岳と湾奥に位置する不知火における有義波高の経時変化を**図-4.4.5** に示す．海上風の推算に気圧分布の歪みや SGW の考慮によって，龍ヶ岳では 5 時頃に現れる有義波高の最大値がやや大きくなり，それ以降の有義波高は時間とともに急速に減少するようになった．有義波周期が最大値となる時刻も 7 時頃から 5 時頃に早まった．一方，不知火でも，有義波高と有義波周期の最大値がやや小さくなり，その時刻は早まっている．

天文潮や高潮による水位の変化や流れは，水深の比較的深い龍ヶ岳の波浪にはほとんど影響を及ぼしておらず，このようなところに対しては，従来のように高潮推算と独立した波浪推算でも大きな支障はないことが分かる．ところが，不知火では，波浪推算に水位の変化を考慮すると，有義波高は早い時刻から増加し始め，例えば有義波高が 2.5m を超える時刻は約 20 分早まっている．有義波周期についても早い時刻から増加し始めるが，最大値では 0.6s 短くなる．さらに流れも考慮して波浪を推算すると，有義波高に及ぼす影響は小さいが，有義波周期は最大値で 0.3s 短くなった．したがって，湾奥の浅瀬を対象に波浪推算を行う場合には，高潮推算と結合させた波浪推算が必要であると考えられる．

ところで，平石ら(2000a, 2000b)は，第一世代波浪推算モデルの一つである MRI モデルを用いて八代海の波浪を推算し，龍ヶ岳で越波災害が発生したと考えられる時刻（9 月 24 日 5 時，被災者に対するヒアリング調査による）の波浪として有義波高 2.2m，有義波周期 7.4s を得ている．しかし，この波浪では被災地の浸水を十分に説明できず，例えば有義波高が 3.0m，有義波周期が 9.0s，潮位が当時の高潮推算による値よりも 0.42m 高くないと説明できないと指摘している．これに対し，第三世代波浪推算モデルの WAM cycle 4 を用いると，被災時刻の付近で 3m 程度の波浪が得られている．ただし，有義波周期は 5.5s 程度と短く，後述するように龍ヶ岳周辺の高潮偏差は波浪推算と結合させた推算を行っても当時の結果とほとんど変わらない．

なお，八代海の波浪推算では込み入った地形を再現するために格子間隔を周防灘よりも細かい 0.6km にしており，波浪エネルギーの増加限界には Hersbach and Janssen (1999)のモデルを用いた．この増加限界モデルは WAM

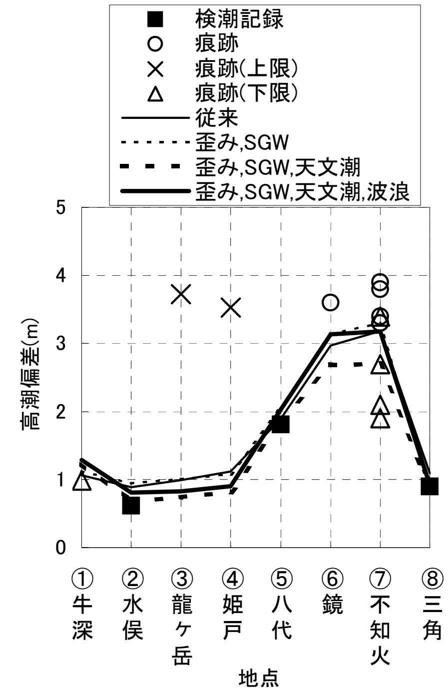


図-4.4.6　台風 9918 号による八代海の高潮偏差

のデフォルトの周波数成分数(N_{fre}=25)に対応したものであるため，本研究でも八代海に対してはこの周波数分割数を用いた．

②高潮

八代海の代表地点における最大高潮偏差を**図-4.4.6** に示す．従来の方法でも，検潮記録や痕跡による高潮偏差を概ね再現することができている．また，海上風の推算に気圧分布の歪みや SGW を考慮しても，高潮偏差は 0.1m 程度しか変化していない．ところが，天文潮を考慮すると高潮偏差は，湾中部の②水俣～⑤八代で約 0.2m 減少し，湾奥部の⑥鏡や⑦不知火では約 0.5m も減少した．さらに波浪の影響も考慮すると，高潮偏差は湾奥部のみで逆に約 0.5m 増加した．以上の結果，湾口部から湾奥部まで全体的に，従来の方法よりも現地調査による値に近い追算値が得られた．したがって，周防灘だけでなく八代海においても，天文潮や波浪を考慮して高潮を推算する必要がある．

4.5. 台風 0314 号による韓国南岸の高潮の再現計算

(1) 気圧と海上風の計算

台風の気圧分布は，**前節 4.4** と同様, Myers の式（Myers and Malkin, 1961）を仮定した．各時刻における中心の緯度および経度は気象庁による速報値を用い，最大風速半径は沖縄～近畿地方および韓国南岸の観測気圧から推定した．**図-4.5.1** は韓国南岸の代表地点における気圧の経時変化を示したものであり，Myers の気圧分布でよく再現できている．

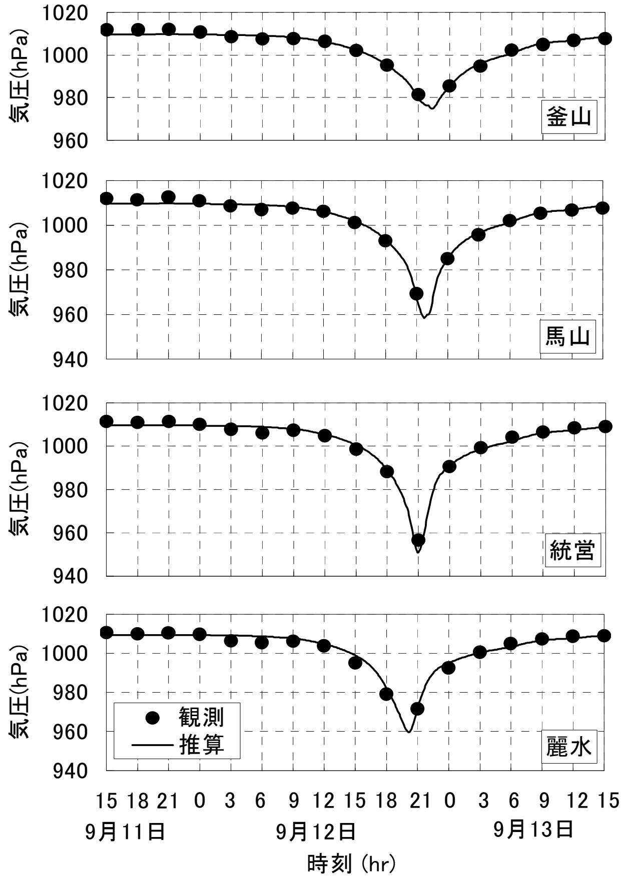


図-4.5.1　韓国南岸の代表地点における気圧の経時変化

海上風はまず，**前節 4.4** と同様，SGW を考慮した経験的台風モデルを用いて推算した．しかしながら，馬山湾や鎮海湾を取り巻く陸上地形は，**図-4.5.2** で示すように非常に入り組んでおり，これによる海上風の風速や風向の変化を考慮する必要があると考えられる．そこで，領域⑥の陸上地形を，東西に 0.6km 間隔で 168 個，南北方向に同じく 0.6km 間隔で 150 個，鉛直方向には標高 0～1,500m の範囲を 60 層に分割した，三次元の陸上地形データを作成した．そして，その各格子の風速・風向の初期値を台風モデルによって与え，この風場が連続式を満たすように三次元 MASCON モデル（後藤・柴木，1993）で補正した．

図-4.5.3(a)は初期風として与えた台風モデルの海上風，(b)は三次元 MASCON モデルで補正した海上風の分布を，それぞれ代表的な時刻について示したものである（風は●印から線が延びる方向に吹いている．いわゆる「吹き流し」）．MASCON モデルを使うことで，馬山湾では谷に沿った滑らかな風場が得られている．ただし，

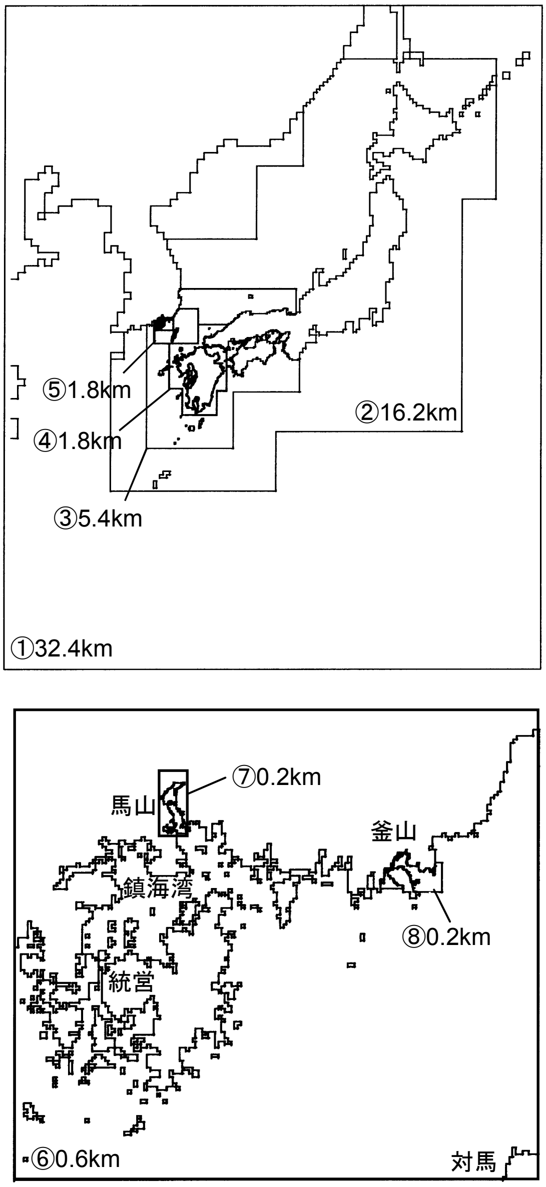
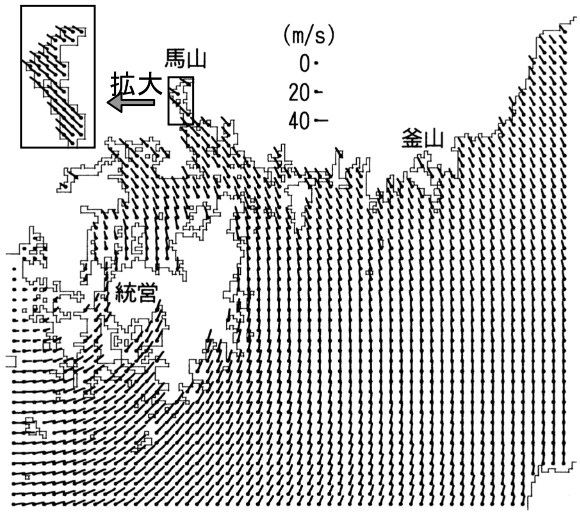
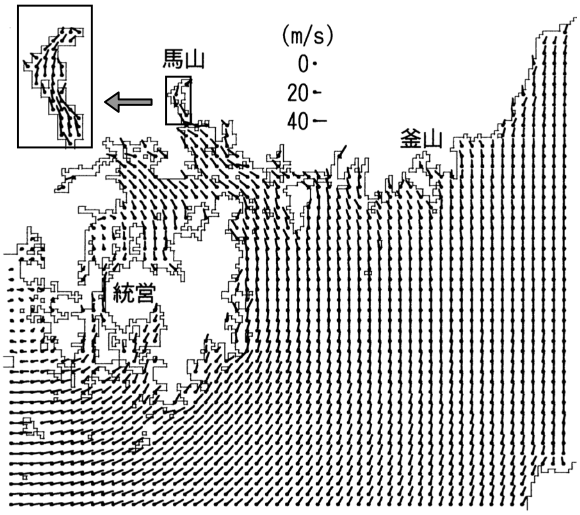


図-4.5.2　高潮の計算領域



(a) 経験的台風モデルによる初期風



(b) MASCON モデルで補正した風

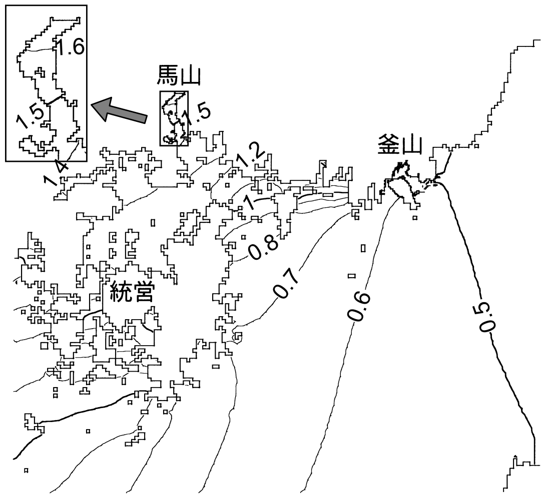
図-4.5.3　海上風の分布（2003 年 9 月 12 日 21 時）

馬山湾には陸地から離れた適切な風の検証地点がないため，この風速の精度の検証はできない．

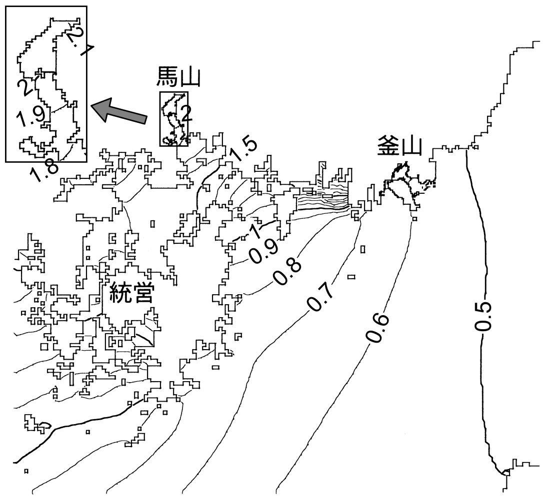
⑵ 高潮偏差の計算

高潮は**図-4.5.2** に示す計算領域で，**前節 4.4** と同じ単層の非線形長波方程式に基づく数値計算モデルで計算した．ただし，まずは天文潮を考慮せず，海面抵抗係数を本多・光易(1980)による値で計算した．こうして得られた最大高潮偏差の分布を**図-4.5.4**(a)に示し，経時変化を**図-4.5.5** に細線で示す．釜山では推算によって約 0.6m の最大高潮偏差が得られており，この値は観測による約 0.7m に近い．一方，馬山では約 1.6m の最大高潮偏差が得られたが，この値は観測による約 2.3m を大きく下回った．釜山が大韓海峡のそばにあるのに対し，馬山は長い内湾の奥にあるので，馬山湾の高潮を正確に計算するためには，特に吹き寄せの効果を正確に見積もる必要があると考えられる．

そこで，第三世代波浪推算モデル WAM（The WAMDI Group, 1988）の cycle 4 を用いて波浪を推算し，その中で使われている Janssen (1989)の海面抵抗係数を用いて高潮を推算した．波浪推算の格子間隔は 0.6 km，時間差分は 20s，エネルギーの発達限界のモデルには Hersbach-Janssen (1999)の式を用いた．このような方法は**前項 4.4**⑵の八代海の波浪推算でも試みた．さらに，波浪スペクトルの方向分割数もデフォルト値の倍以上の 32 に増やした．Janssen の海面抵抗係数 C_D を導入して推算した最大高潮偏差の分布を**図-4.5.4**(b)に，経時変化を**図-4.5.5** に太線で示す．釜山では，本多・光易の海面抵抗係数を用いた場合とほとんど変わっていない．一方，馬



(a) 本多・光易の海面抵抗係数



(b) Janssenの海面抵抗係数

図-4.5.4　最大高潮偏差の分布

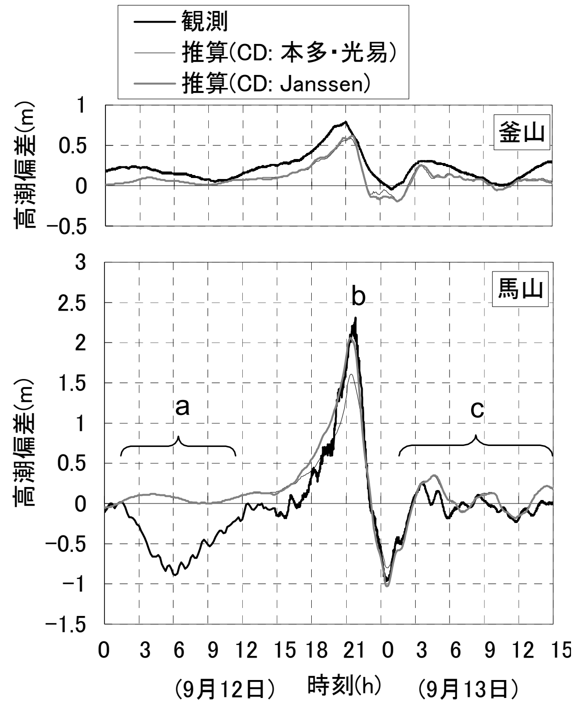


図-4.5.5　高潮偏差の経時変化

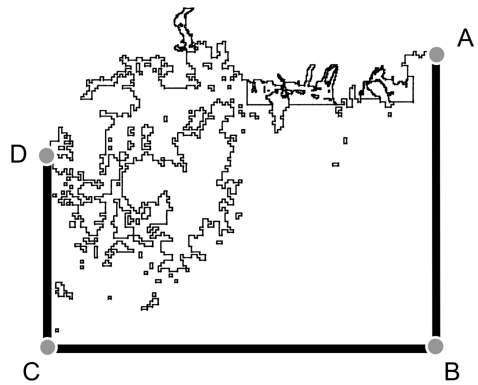


図-4.5.6　天文潮を入射させる線境界

山では，観測値に近い約 2.1m の最大高潮偏差が得られた．ピーク（図-4.5.5 の b）もそれに続くリサージェンス(c)も検潮記録とよく一致している．本多・光易の海面抵抗係数を用いた場合に比べ，ピークは高くなかったが，リサージェンスの振幅はあまり大きくなっていない．

ところで，観測値にはピークの半日前（図の a の部分）にマイナスの偏差が生じている．しかし，数値計算ではこのような偏差は現れず，少なくとも台風による気圧変化や風に直接起因した現象ではないと考えられる．次に，台風の前に停滞前線が通過し，降雨による河川水の流入もあったが，これらに起因する偏差とも考えにくい．したがって，潮位の測定や記録において何らかのエラーが生じたのではないかと思われる．

(3) 高潮と天文潮を合わせた潮位の計算

次に，高潮と天文潮を合わせた計算を行った．そこで，図-4.5.6 に示すように，鎮海湾の入口から少し離れたところに線境界を設け，この線上の計算格子に時々刻々と変化する天文潮位を与えることで，計算領域内に天文潮位を再現した．線境界における潮位は，海洋潮汐予測モデル NAO99b モデル（Matsumoto et al., 2000）で与えた．地点 A～D で与えた潮位を図-4.5.7 の上段に示す．同図の中・下段に示すように，釜山や馬山では，潮汐表に掲載された天文潮位を精度良く再現している．

次に，線境界で天文潮位と高潮偏差を合わせた潮位を与え，この領域内の潮位を計算した．図-4.5.8 は，このような方法で推算した馬山の潮位を観測値と比較したも

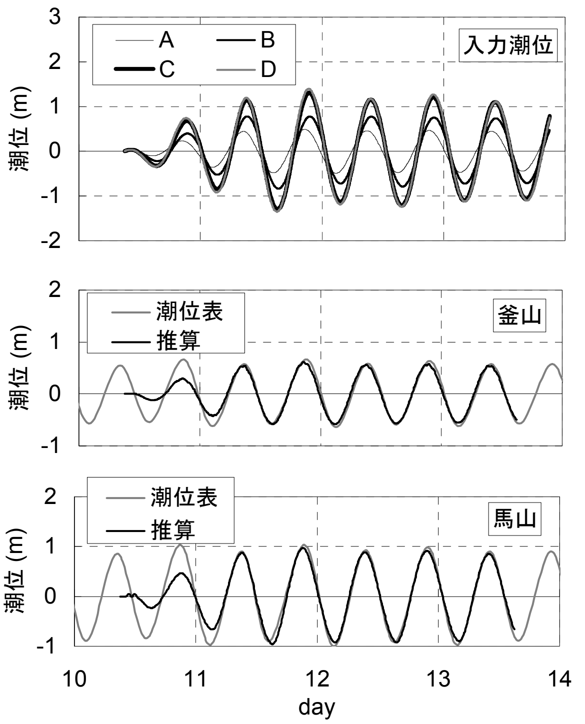


図-4.5.7　天文潮位の再現性

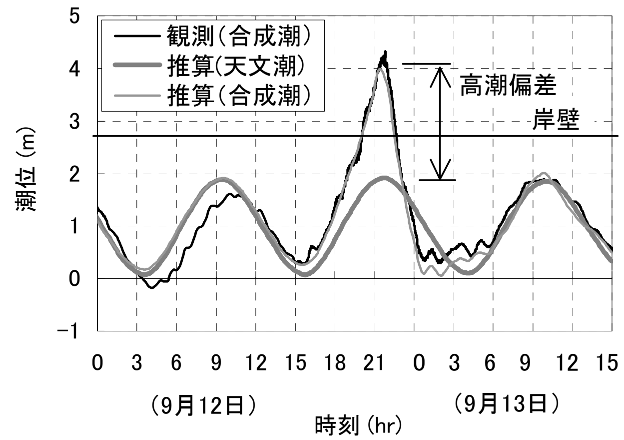


図-4.5.8　馬山における潮位の経時変化

のである．台風来襲前の 9 月 12 日 4 時～11 時を除けば観測潮位に近い推算潮位が得られており，最高潮位も観測値の CDL+4.3m に対して+4.0m になっている．

図-4.5.9 は，数値計算によって得られた，馬山湾の代表地点における有義波高の経時変化を示す．ただし，波浪推算において防波堤は考慮していないので，この値は厳密に言うと防波堤の沖側の入射波高になる．しかし，防波堤の天端は低く，高潮時に波浪の低減効果は小さかったものと考えられる．河口，漁港，西港埠頭の中では，馬山湾の入口から見通せる漁港で最も有義波高が高く，島や海岸線によって遮蔽される河口や西港埠頭では低い．最大有義波高の起時は 21 時 20 分頃であると考えられ，

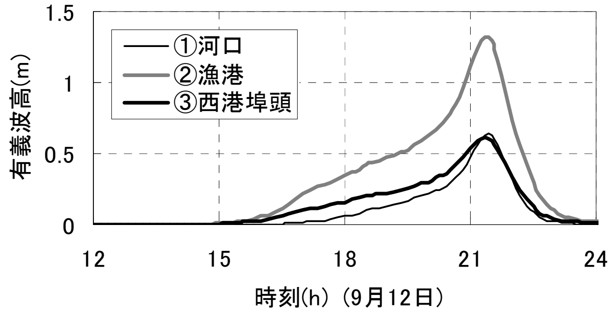


図-4.5.9　馬山湾の北西岸における有義波高の経時変化

観測の 21 時 50 分とほぼ同時である．

4.6. 局地気象モデルを導入した瀬戸内海の高潮計算

(1) 局地気象モデルを検討する意図

前々節 4.4 では台風の気圧分布の歪みを考慮し，前節 4.5 では MASCON モデルで風場の調整を行った．それでも，海上風の精度良い再現は難しい．その一方で，全球あるいは日本周辺の広域をカバーする気象 GPV を空間的に内挿して細かい計算格子の気象場を作り，これに台風ボーガスを埋め込んだものを，局地気象モデルで計算する方法も広まりつつある．この方法を用いることで海上風の推算精度が向上し，さらにこれを外力とする高潮や波浪の推算精度も向上するという報告もある（山下ら，2004；河合ら，2006a；中野ら，2006；吉野ら，2006）．ただし，気象 GPV，台風ボーガス，局地気象モデルの種類や使い方には様々なものがあり，それぞれの検証に用いられた台風や観測地点も限られている．したがって，もう少し詳細な検討が必要である．その一方で，モデル台風など実在しない台風や，気象 GPV が提供されない昔の台風に対しては，これからもしばらくの間は経験的台風モデルや MASCON モデルも実務で使われ続けるだろう．したがって，これらのモデルの精度や問題点を再検討することも必要である．

以上のことを踏まえ，本研究ではまず，近年に瀬戸内海周辺に来襲した 6 つの台風を例に，経験的台風モデルと局地気象モデルによる風場を比較した．そして，これらを入力値として高潮を推算し，その精度を瀬戸内海周辺の多くの検潮所で得られた観測値により検証した．

(2) 対象とする台風と海上風・高潮の推算方法

①対象とする台風

本研究では，気象庁から客観解析値 RANAL が提供されている 1996 年以降に，瀬戸内海に顕著な高潮・高波をもたらした台風として，図-4.6.1 に示す 6 つを選んだ．実線で示す台風 0416 号，0418 号，0514 号，0613 号は，瀬戸内海の西方または西端を北東ないし北北東に向かっ

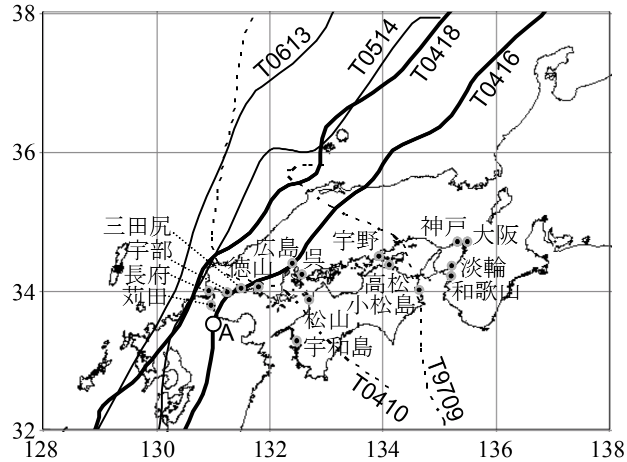


図-4.6.1 対象とした台風のコース

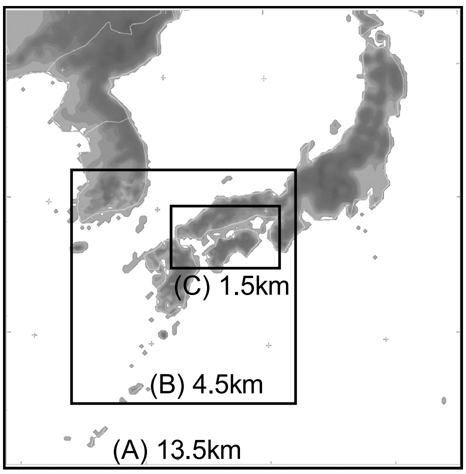


図-4.6.2 計算の対象領域と格子間隔

て進んだものであり，瀬戸内海で高潮が顕著となる典型的なコースである．一方，破線で示す9709号と0410号は，四国南岸に上陸して瀬戸内海を北西に向かって横切ったものであり，比較的珍しいものである．

②経験的台風モデルによる海上風の推算

海面気圧の分布はMyersの式によって与えた．海上風は以下に記す2種類を試した．

・モデルPRM

等圧線上の気圧傾度力，コリオリ力，遠心力のつり合いによる傾度風成分と，台風の移動の効果とをそれぞれ求めて，これらをベクトル合成するものである．傾度風成分の吹き込み角は30度とした．このモデルでは，移動する台風の最大風速の位置が中心から見て真右よりやや後方になる．

・モデルSGW

傾度風の力の釣り合い式に台風の移動の効果を取り込むとともに，超傾度風を考慮するために風速低減係数を台風の中心からの距離の関数で与えるもの（Mitsuta and Fujii, 1987）である．本節では風速低減係数の最大値 C_p が1を超えないようにした．このモデルでは，移動する台風の最大風速の位置が中心から見て真右にある．

③MASCONモデルによる海上風の推算

SGWの風場を初期値としてMASCONモデルによって風場に陸上地形の影響を考慮した．対象とした領域は**図-4.6.2**の領域Cで，水平方向の格子間隔は1.5kmとし，鉛直方向には60層をとった．風速の鉛直成分と水平成分の補正の固さを決めるパラメタを，従来のように鉛直方向と水平方向の格子間隔の比とした場合（以下ではMAS-1）と，その1/10とした場合（MAS-2）について検討した．

④局地気象モデルによる海上風の推算

局地気象モデルにはMM5を用い，空間分解能が約20 kmの気象庁RANALに台風ボーガスを投入したものをその初期値として入力した．MM5には，地衡風近似に基づくLow-Nam and Davis (2001)の台風ボーガスが付属されているが，本研究では傾度風近似に基づく気象庁ボーガスを改良したモデル（Ohsawa et.al，2006）を採用した．

局地気象モデルの計算領域は**図-4.6.2**の領域A~Cである．領域AとBは双方向に結合した計算を行い，領域Cは領域Bの計算結果を初期・境界条件に与えた．MM5の計算では時間の経過とともに台風の進路や強度の誤差が大きくなるので，あらかじめ気象庁ベストトラック解析の中心位置と中心気圧に対応した台風ボーガスを埋め込んだ気象場を3時間ごとに作っておき，この気象場に対してナッジング法による四次元同化を行った．以上の方法を以下では単にMM5と記す．

⑤高潮推算の方法

高潮推算には実務で使われている単層・非線形長波方程式モデルを用いた．その計算領域は**図-4.6.2**の領域BとCであり，領域CではMASCONモデルや局地気象モデルの計算格子と1.5km間隔で統一し，内挿による誤差の蓄積を避けた．

(3) 各モデルで得られた海上風の特徴と推算精度

①風速の経時変化

図-4.6.3は台風0416号，0418号，0514号を例に，苅田（位置は**図-4.6.1**を参照）沖合の風速の経時変化を示す．ここに示した海上風推算モデルの中では，MM5が観測値を最もよく再現している．

また，台風の最大風速半径の内側に入る地点では一般に，風速の経時変化に2回のピークが現われる．例えば台風0416号時の観測値においても，台風の目の前方に対

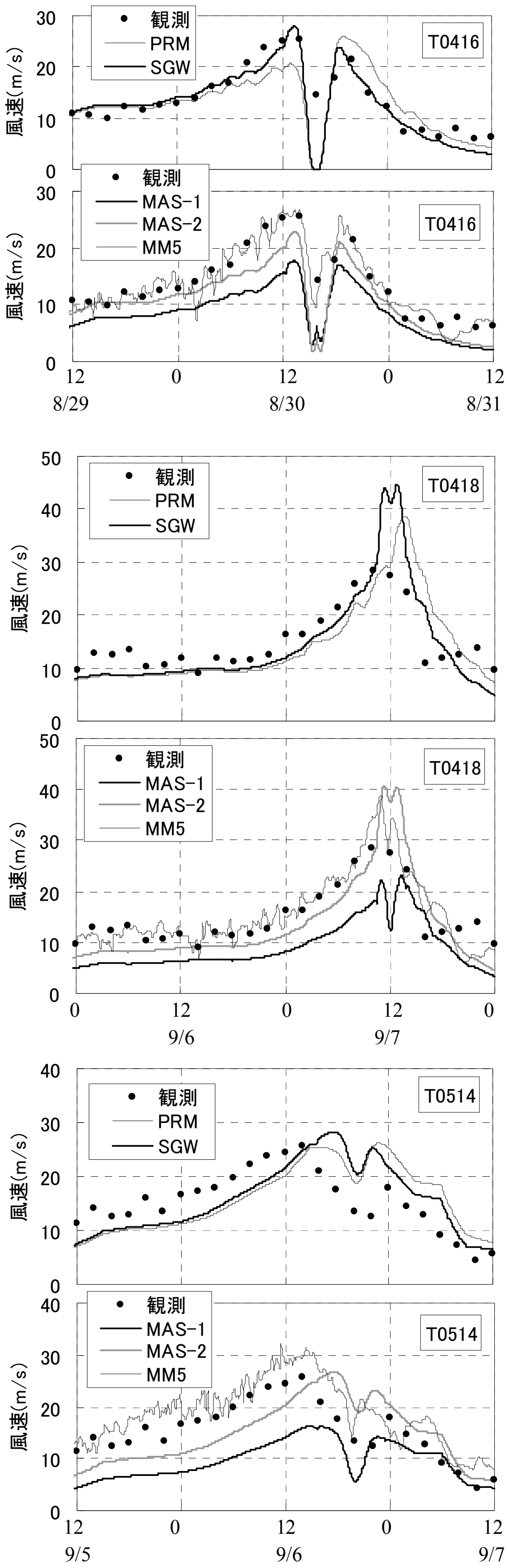


図-4.6.3　苅田における風速の経時変化

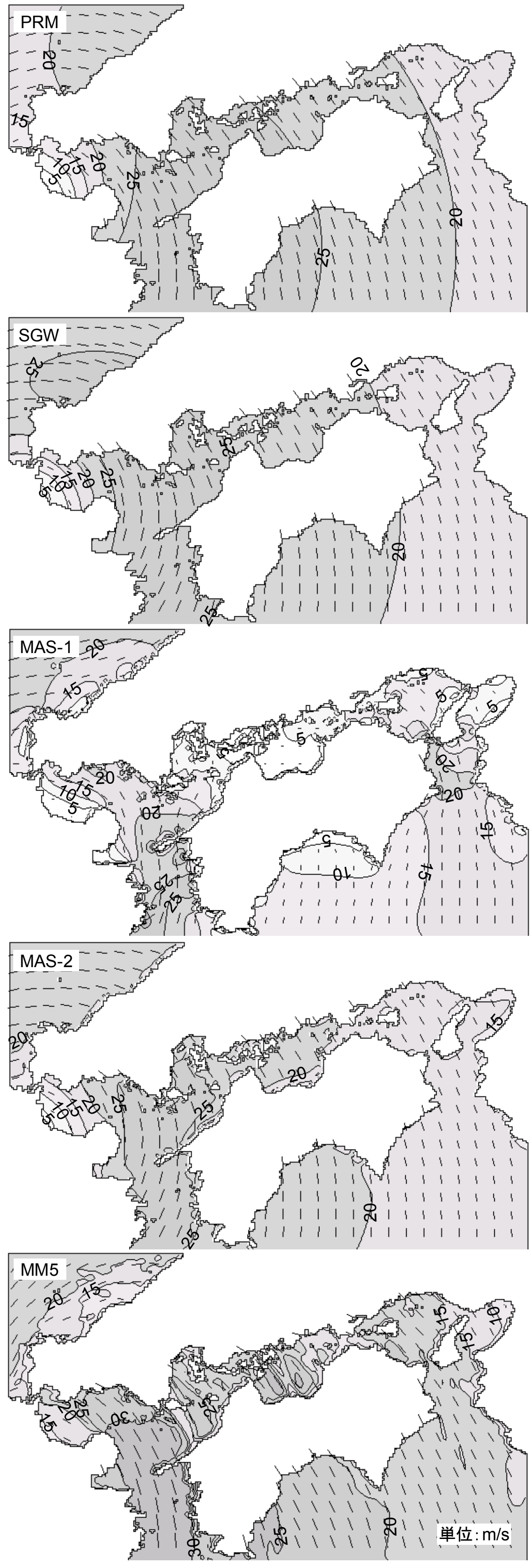


図-4.6.4　海上風速の平面分布（8 月 30 日 12 時）

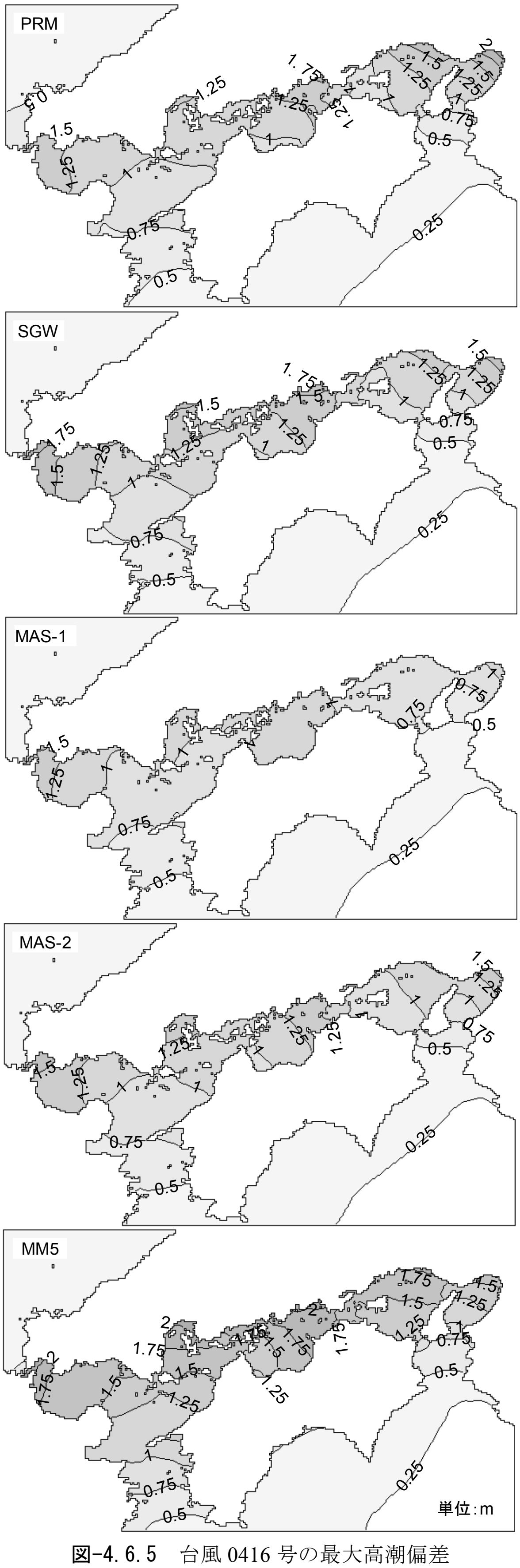


図-4.6.5　台風 0416 号の最大高潮偏差

応する 1 回目のピークが 25m/s を超え，2 回目のピークはこれよりやや小さい．この観点から経験的台風モデルの PRM と SGW を比較すると，SGW の方が観測値をよく再現している．ただし，SGW はあらゆる台風に対してこれほど良く再現できるわけではなく，0418 号においてはPRM とともに風速のピークが過大な値になっている．なお，MM5 でも観測値を少し上回る値が得られた．

本研究で対象とした全ての台風を通じて，MASCON モデルで調整した風場は全体的に風速が小さくなった．これまで実務でしばしば使われてきたパラメタ設定の MAS-1 は，本研究で対象としたモデルで最小の風速を与えている．鉛直成分の補正を緩めた MAS-2 は，MAS-1 より初期風の SGW に近い風速を与えた．なお，MAS-1 と 2 の間のパラメタ設定についても調べたところ，パラメタ設定と得られる風速が単純には比例関係にはない場合もあった．質量保存則を満たす解の空間的な収束のしかたの違いに起因するものと思われる．

②海上風の平面分布

台風 0416 号の中心が周防灘の南（**図-4.6.1** の A）に達したときの各モデルによる海上風の平面分布を**図-4.6.4** に示す．25m/s 以上の風域が，PRM では周防灘の東端にかかっているが, SGW では中ほどまで達している．また，MM5 では周防灘の中ほどまで達している他に，燧灘や播磨灘の一部にも現れている．

一方，MAS-1 の風場では，風上側と風下側の両方が陸に囲まれた燧灘や大阪湾において, 風速が著しく小さい．また，豊後水道を北上して伊予灘に達した風が，陸上地形を避けて周防灘と広島湾に分岐する流れになっている．ところが，MM5 の風場には，このような陸上地形による風向の変化が見られない．陸地の近傍を除けば，むしろ陸上地形を考慮しない経験的台風モデル PRM と SGW の風場の方が MM5 の風場に近い．**図-4.6.3** で示したように MM5 の風場は現実の風場をほぼ正確に再現していると考えられるので，MAS-1 は，風場の調整において鉛直方向の補正が厳し過ぎたと考えられる．MAS-2 では，MAS-1 に比べて MM5 に近い風場になっている．

(4) 高潮偏差の比較

図-4.6.5 は台風 0416 号を例に，それぞれの海上風を用いて得られた最大高潮偏差の平面分布を比較したものである．経験的台風モデルの間にも，PRM では最大高潮偏差が周防灘より大阪湾で大きく，SGW ではその逆と，平面分布のパターンに違いがある. SGW の最大高潮偏差は，値としては全体的に MM5 より小さいが，平面分布のパターンは MM5 に似ている．MAS-1 および 2 の最大高潮偏差は SGW よりさらに小さい．

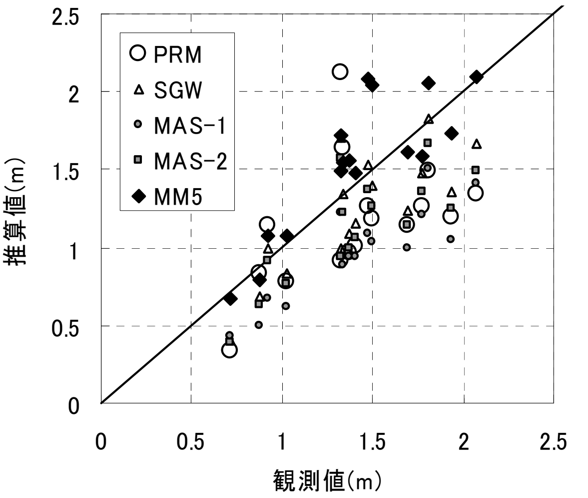


図-4.6.6　台風 0416 号の最大高潮偏差の観測値と推算値

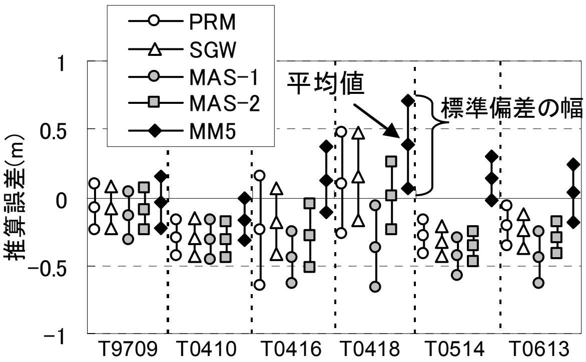


図-4.6.7　各台風における最大高潮偏差の推算誤差

図-4.6.6 は台風 0416 号を例に，瀬戸内海の各地点（図-4.6.1 を参照）の最大高潮偏差を推算値と観測値を比較したものである．PRM の推算値は平均的に見て観測値より小さく，しかも観測値の周りに大きくばらついている．これに対して MM5 の推算値は，平均的に見ても観測値に近く，ばらつきも小さくなっている．

図-4.6.7 は，他の台風も合わせて，最大高潮偏差の推定誤差（＝推算値－観測値）をまとめたものである．MM5 の海上風を用いることで，PRM，SGW，MAS-1，2 よりも全体的に精度良く高潮が推算されている．なお，台風 0418 号で推算値が過大になっているのは，図-4.6.3 で示したように風速が大きく推定されたことによるものと考えられる．

以上，局地気象モデルによって内湾海上風の推算精度を全体的に高めることができ，これが高潮推算精度の向上にもつながることを示すことができた．また，経験的台風モデルでも風速のピークを比較的よく再現できることがあること，MASCON モデルでは初期の風場を水平方向に補正し過ぎることで風速が弱まる傾向があること，なども示すことができた．

4.7. まとめ

本章は第 2 章で指摘した高潮推算技術の課題の中で，様々な物理現象を高潮推算モデルに取り込んで，現地の高潮の再現性を高めることに取り組んだ結果をまとめたものである．高潮推算ではまず，海上風の推算が重要である．本章の中では，経験的台風モデルであっても，気圧分布の歪みやスーパー・グラディエント・ウィンドを考慮することで海上風の推算精度を高められることを示した．また，従来から使われてきた MASCON モデルによる風場の補正も有効な場合がある．さらに，近年になって使われるようになった局地気象モデルで，台風ボーガスを適切に入れることで，これまでの何れの方法と比べ格段に精度の高い海上風を推算できることを示した．この海上風によって高潮の吹き寄せ効果も，波浪の発達も，再現性が高められ，さらに高潮と波浪の相互作用を考慮することで高潮の推算精度がさらに向上する可能性を示した．

本章では，台風 9918 号，0314 号，0416 号など限られた台風に対して検討を行ったが，今後はより多くの海域や台風に対して適用性を検討していく必要がある．また，局地気象モデルを用いた海上風の推算には，現在のコンピュータの演算速度では非常に長い時間がかかるため，そのまま第 3 章で述べたような高潮予測に使うことは困難である．しかしながら，局地気象モデルの風を観測風と見なし，経験的台風モデルに海域別の補正係数を求めることで，経験的台風モデルの精度向上，ひいては高潮予測の精度向上につなげることも可能である．これらのことを今後の課題として考えたい．

5. 確率台風モデルを用いた潮位の確率的評価

5.1. 概説

日本の高潮が顕著な内湾では一般に，①伊勢湾台風級の台風で生じる高潮を考慮した潮位，あるいは，②既往最高の潮位，を高潮対策施設の設計潮位としてきた．このような設計潮位の発生確率が非常に低いものであることは容易に想像できる．ところが，伊勢湾台風からちょうど 40 年後の 1999 年に台風 18 号は，八代海や瀬戸内海西部に，大潮の満潮の時間帯に顕著な高潮・高波を発生させ，全国的にも伊勢湾台風以来の大規模な海岸災害を引き起こした（河合ら，2000b，2000c；高橋ら，2000a，

2000b)．このときに発生した潮位は 1960 年代に設定した設計潮位を超えるところもあった．また，2004 年の台風 16 号でも，瀬戸内海中部で既往最高潮位が更新された．

これらのことが示すように，設計潮位を超える潮位の発生は，小さな確率ではあるが，現実にあり得ることである．したがって，設計潮位を超える確率がどれくらいであり，また，設計潮位を超える潮位が発生したときに高潮対策施設がどのように破壊するのか，という点を検討しておく必要がある．2005 年のハリケーン・カトリーナによる米国メキシコ湾沿岸の高潮災害を受けて国土交通省が設置した，ゼロメートル地帯の高潮対策検討会(2006)の提言においても，設計外力としての高潮の発生確率評価に関する調査研究の重要性が指摘されている．

ところが，潮位観測が 50 年程度の検潮記録が蓄積されていたとしても，そこから数百年あるいはそれ以上の再現年数を正確に推定することは不可能に近い．また，このまま検潮記録が蓄積されるのを待っていても，すぐにこの問題が自然に解決されるものではない．

このような問題を解決する一つの方法として，確率台風モデルがある．確率台風モデルとは，過去の台風の出現確率分布と同じ分布を満たすように，様々な台風をモンテカルロ・シミュレーションによって模擬的に発生させるものである．このモデルによって数百年またはそれ以上の長期間の台風を発生させ，それぞれの台風に対する高潮を計算することで，検潮記録に代わる長期の潮位データを作成することができる．

ところで，気候変動に関する政府間パネル IPCC の第四次評価報告書(2007)によると，地球の平均地上気温は今世紀末までに 1.1～6.4℃上昇すると予測されている．それに伴って，台風の出現特性も変化し，さらに高潮の出現特性まで変化すると危惧されている．高潮対策施設の将来の被災確率を議論するためには，過去の台風特性の推移はもちろんのこと，地球温暖化研究の最新の知見に基づいた将来の台風特性の変化にも目を向ける必要がある．

以上のことを踏まえ，本章ではまず，現行の設計潮位の定め方とその課題について整理した．そして，過去半世紀間の台風特性に基づいた確率台風モデルを用いて，九州～関東地方の太平洋沿岸の高潮を計算し，高潮偏差や潮位(＝天文潮位＋高潮偏差)の極値分布を試算した．さらに，気象研究所・気象庁の地球温暖化予測計算の結果をもとに，台風の出現特性の変化を仮定した確率台風モデルも使って同様な計算を行い，台風特性の変化が潮位の極値に与える影響の感度分析を行った．最後に，これら確率台風モデルの成果も踏まえながら，将来の気候変動による港湾・海岸施設の安全性の低下と，その適応策について少し考察したい．

本章はこれらの成果（河合ら，2006b，2006c，2007c，2007d，Kawai et al., 2006，2007，2008a，2008b）をまとめたものである．

5.2. 現行の設計潮位とその確率的評価の必要性

(1) 現行の設計潮位

港湾・海岸施設の設計では，一般に朔望平均干潮位から朔望平均満潮位の間で施設の安定性に対して最も不利になる潮位を設計潮位にしている．例えば，防波堤ケーソンの安定性や護岸の越波量に対しては，朔望平均満潮位を設計潮位にしている．ただし，高潮の顕著な内湾では高潮対策施設に対して，朔望平均満潮位よりも高い，以下の何れかの潮位に基づいた設計潮位（計画高潮位）を設定している（運輸省港湾局，1999）．

① 既往最高潮位．
② 朔望平均満潮位に，既往最大の高潮偏差またはモデル台風に対して推算した高潮偏差を，加えたもの．
③ 適切に設定された再現年数を持つ潮位．
④ 高潮を含む潮位の出現確率分布，それぞれの潮位に対する施設や後背地の被害額，施設の初期建設費を考慮して，経済的なもの．

これらのうち①の方法は，岡山県や香川県の瀬戸内海沿岸などで採用されている．瀬戸内海や九州の西岸では天文潮差が 3～6m と大きいため，検潮期間が短い場合には，干潮時に発生した顕著な高潮偏差が満潮時にも発生する可能性を見落としやすい．

また，②の方法は，東京湾，伊勢湾，大阪湾，広島湾，周防灘，八代海などで採用されている．例えば東京港では，伊勢湾台風級のモデル台風が東京湾の西側を通過した場合の高潮偏差 2.08m に余裕を加えた 3m を計画偏差とし，朔望平均満潮位と合わせた潮位を計画高潮位としてきた．名古屋港では伊勢湾台風による高潮偏差 3.5m と台風期平均満潮位と合わせて，大阪港でも伊勢湾台風級のモデル台風が室戸台風のコースを通った場合の高潮偏差 3.0m と朔望平均満潮位と合わせて，それぞれ計画高潮位としてきた．この方法では，モデル台風と全く同じ台風の発生確率を評価できないこと，高潮偏差が台風の勢力だけでなくコースにも大きく依存することなどが，想定する高潮偏差の確率的な意味合いを分かりにくくしている．さらに，この高潮偏差に朔望平均満潮位という小さな出現確率の天文潮位を重ねており，合成した潮位の再現年数はさらに分かりにくくなっている．

次に，③の方法は，長期間にわたって検潮記録のあるところに限られるため，実際にこの方法を導入しているところは少ない．

そして，④の方法は，概念としては存在しても，未だ実用的な段階に至っているとはいえない．その技術的な原因は，潮位の出現確率分布を正確に推定することが難しく，ある設計を超える潮位が生じたときに施設がどのような壊れ方をしてどれだけ変形するかを正確に推定する技術も確立されていないことにある．

(2) 現行の一般的な安全性照査と性能設計

現行の設計は，1 つの設計潮位に対して十分な安全性があるか（例えば，防波堤ケーソンが滑動しない，護岸越波量が許容値以下である）を照査するものである．そのため，

- 設計潮位よりも低い潮位では，損傷したとしても許容できる程度であろうが，具体的にどんな損傷を生じるのか．
- 設計潮位よりも高い潮位では，安全性が確保できなくなるだろうが，その施設がどのように壊れ，後背地にどのくらいの被害を与える可能性があるのか．

という評価まではしていない．

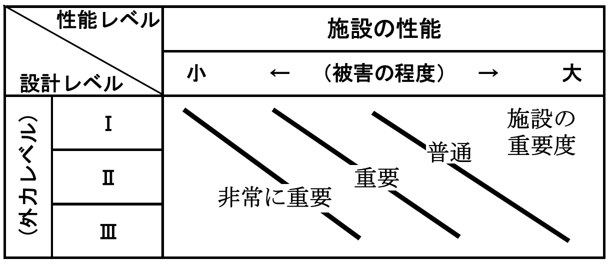


図-5.2.1 性能マトリックス（高橋ら，2003）

表-5.2.1 性能設計における設計潮位の設定例(高橋ら，2003)

レベル	再現期間(年)	対応する高潮偏差と天文潮位
Ⅰ	30～100	比較的発生頻度の高いクラスの台風による潮位偏差と台風期の平均満潮位
Ⅱ	100～1,000	既往最大級の台風による潮位偏差と通年の朔望平均満潮位
Ⅲ	500～10,000	考えられる極限の台風による潮位偏差と台風期の朔望平均満潮位

このような詳細な評価まで行う設計体系として性能設計がある．この設計では，**図-5.2.1** に示すような性能マトリックスを用いて，複数の段階の外力に対する施設の被害を照査し，施設の性能を明示する．**表-5.2.1** は，高潮対策施設に対する外力の設定例の一つである．この例では，伊勢湾台風級の台風による高潮で生じる潮位，すなわち現行の設計潮位をレベルⅡに位置づけている．また，伊勢湾台風より少し弱い台風による潮位をレベルⅠ，逆に考えうる極限の台風によるものをレベルⅢとしている．このような設計を導入するためには，再現期間が数百年あるいはそれ以上の高潮偏差あるいは潮位の推定が必須となる．

また，ある擾乱における越波量の総量，背後地の浸水深，防波堤などの滑動量を推定するとなれば，極値，すなわち高潮偏差や潮位のピーク値で安全率や越波流量を照査するだけでは不十分であり，ピークに近い時間の継続時間も重要なパラメタになる．さらに，高潮偏差のピーク，天文潮の満潮，波高のピークの同時生起性も問題になる．

(3) 検潮記録にある限界と一つの打開策

計画高潮位の再現期間を推定する方法で，まず考えられるのが，検潮記録の極値統計解析である．ところが，ごく一部の地点を除くと，潮位観測の歴史はまだ短い．故障やメンテナンス，古い記録の喪失など，様々な理由で，あらゆる顕著な高潮を網羅しているとは限らない．そのため，数百年のオーダーあるいはそれ以上の再現期間の議論は一般に難しい．

この問題を解決しようとする一つの方法に「確率台風モデル」がある．確率台風モデルとは，過去の台風と同じ出現確率分布を満たすように，様々なコースや強度の台風をモンテカルロ・シミュレーションで模擬的に発生させるものである．確率台風モデルで数百年あるいはそれ以上の長期間の台風を与え，各台風に対する高潮を計算することで，長期の潮位データを人工的に作り出すことができる．これを用いることで，現行の設計潮位の再現年数や，さらに長い再現年数に対する高潮偏差や潮位の出現特性を明らかにすることができる．

5.3. 瀬戸内海の高潮偏差・潮位の確率分布の試算

(1) 確率台風モデル

①確率台風モデルの概念

確率台風モデルとは，過去の台風の属性値（位置，中心気圧，最大風速半径などのパラメタ）やその時間変化量を統計解析して得られた出現確率分布や自己回帰式に基づいて，任意の期間中に発生する台風の属性値を，モ

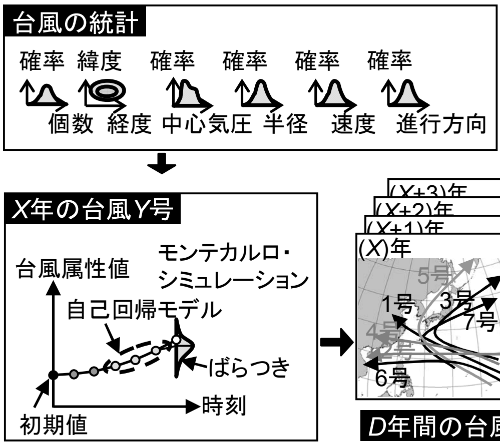


図-5.3.1 確率台風モデルの概念

ンテカルロ・シミュレーションの手法を用いて模擬的に与えるものである．その概念図を図-5.3.1 に示す．

ただし，確率台風モデルで与えられる個々の台風は，あくまでモンテカルロ・シミュレーションによって模擬的に与えられたものであり，実在するものではない． すなわち，過去に発生した台風のどれか一つと同じということはあり得ない．しかしながら，確率台風モデルによって無限の期間の台風を与えたときに，その属性値の統計量は過去の台風と一致するように制御されている．このことを統計学的にもう少し説明するならば，まず，台風のコースや強さなどには無限のパターンがあり，このパターン集（母集団）は神のみぞ知るものであると考える．過去半世紀間に実際に発生した台風は，この母集団から神によってランダムに抽出されたサンプルである．ところが，半世紀間など限られた期間の台風だけでは，母集団に含まれる無限の台風を知り尽くすことができない．ただし，過去の台風の属性値やその時間変化量を統計的に解析することで，母集団に含まれる無数の台風の出現確率分布に近いものを得ることができる．その確率分布に基づいてモンテカルロ・シミュレーションの手法で台風を擬似的に発生させれば，母集団に含まれる台風と同じようなものが得られる，と考えるのである．

このような操作で，過去と同様な台風の発生頻度や勢力の出現確率分布を保ちながら，過去には選ばれなかったコースや勢力を持つ台風も与えることができる．すなわち，ある海域に接近する台風を考えたときに，たまたま過去半世紀間には顕著な高潮を発生させる台風が現れなかったが，確率台風モデルで多くの台風を与えることで，その海域にとって最悪のコースの台風や過去にはなかった勢力の強い台風が現れることもある．

このような確率台風モデルは，既にいくつか構築されており（端野・桑田，1987；野中ら，2000；加藤ら，2003；國富・高山，2005），確率台風モデルで与えた台風の高潮や波浪を推算し（山口ら，1995b，2002），供用年数間における防波堤の期待滑動量や護岸越波量の確率分布を推定する研究（花山ら，2002；加藤ら，2003）がなされ，高潮危険度の検討（山城ら，2007）や風水害に対する保険料算定の実務にも導入されつつある．本研究では，橋本ら（2001，2003，2005）のモデルを用いることにした．

②本研究で用いた確率台風モデルの概要

確率台風モデルの構築にあたっては，日本列島周辺に来襲した台風の属性値（位置，中心気圧は 1951～2000 年，最大風速半径は 1951～1999 年）を 5 つの季節（6～7 月，8 月，9 月，10 月，それ以外）に分けて統計解析した．確率台風モデルにおいて各年の台風の発生個数は，過去の実績値に基づくポアソン分布で与えることにした．

個々の台風においては，初期位置（緯度，経度）を過去の累積度数分布に従う乱数で与え，ある時刻 i の属性値 T_i を 1 時間前の属性値 T_{i-1} から，

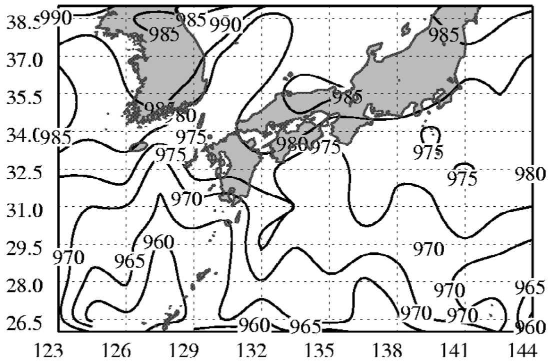
$$T_i = T_{i-1} + \Delta T_i = T_{i-1} + \Delta S(x_i, y_i) + Z_i$$

$$= T_{i-1} + \Delta S(x_i, y_i) + \sum_{m=1}^{n} A_m Z_{i-m} + \nu_i \qquad (5.3.1)$$

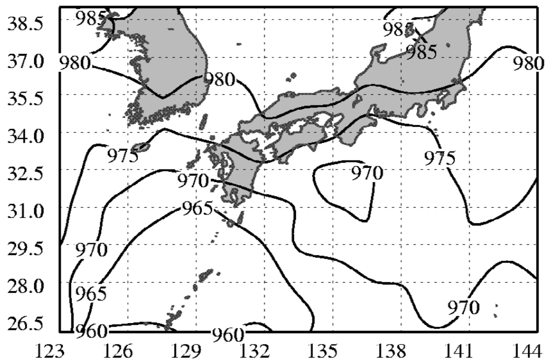
と与えた．ここに，ΔT_i は属性値の時間変化量であり，平均場 と偏差 Z_i の和で与えた．この偏差 Z_i は n 次（ここでは n=8）の自己回帰式で与え，その自己回帰係数 A_m とランダム成分 ν_i は最小自乗法で推定した．このモデル以外にも構築された例は多くあるが，季節別に統計解析を行い，台風の中心位置に 2 次元，中心気圧と最大風速半径に 1 次元の自己回帰モデルを導入した点に，このモデルの特徴がある．このモデルで，「現在」の気候下における台風を与えた．図-5.3.2(b)に示す，現在気候の確率台風モデルによる中心気圧の平均値の分布は，(a)に示す 1951～2000 年の実際の台風による分布をよく再現している．

一方，気象庁・気象研究所では IPCC の温暖化ガス排出シナリオ A2 に基づいて気候予測をしている．この予測で得られた 1981～2000 年と 2081～2100 年の日平均の気圧と風のデータ（石原ら，2004；和田ら，2005）から，独自に台風を抽出し，台風の出現頻度の相互相関解析をした．その結果を踏まえ，本研究では「台風属性値の時間変化量の空間場が現在より北へ緯度で 1.5° 移動する」と仮定した確率台風モデルで「将来」の気候下における台風を与えた．ただし，台風の発生位置，初期の中心気圧や最大風速半径，自己回帰モデルは平行移動させていない．

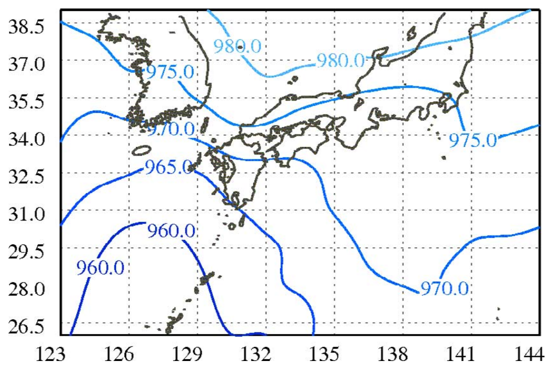
図-5.3.2(c)は，将来気候の確率台風モデルによる中心気圧の平均値の分布であり，現在気候の確率台風モデル



(a) 実際の台風（1951～2000 年の 50 年間）



(b) 現在気候の確率台風モデル



(c) 将来気候の確率台風モデル

図-5.3.2　中心気圧の平均値(hPa)

に比べて西日本では 5～10hPa 低い値を与えている．なお，この仮定は，将来考えられる可能性の一つとして，感度分析を目的に導入したものである．

そして，再現期間の長い高潮偏差や潮位の極値を調べるために，それぞれの気候条件下で 500 年分の台風を作成し，瀬戸内海に顕著な高潮を発生させる台風として，図-5.3.3 に破線で示す楕円を中心気圧が 980 hPa 以下で通過するものを抽出した．過去に室戸台風，4216 号（周防灘台風），9119 号（りんご台風），9918 号が瀬戸内海に顕著な高潮を発生させたが，確率台風モデルでこれらと全く同じ台風が与えられたときにも抽出されるように，

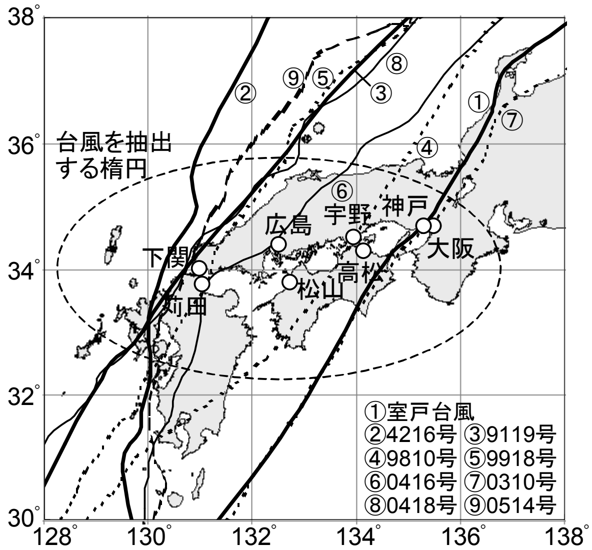


図-5.3.3　台風の抽出条件と既往の代表的な台風

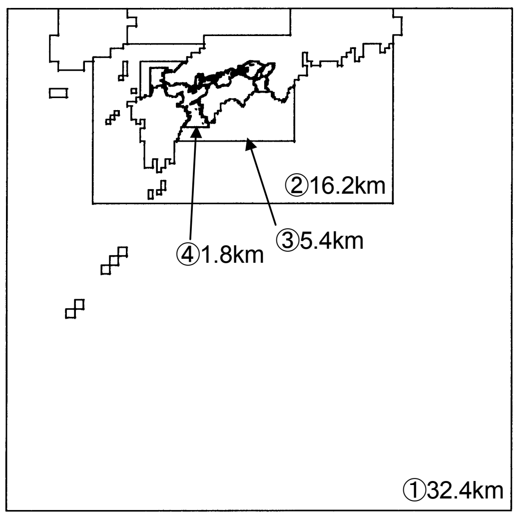


図-5.3.4　高潮の計算領域

この楕円を設定した．その結果，現在の気候下では 795 個，将来では 884 個の台風が抽出された．

(2) 高潮の推算方法

それぞれの台風の海面気圧には Myers の分布を仮定し，海上風は傾度風と場の風の成分をベクトル合成する経験的力学モデルで推定した．海水の流れは単層の線形長波方程式の数値計算モデルで計算した．海面抵抗係数は，本多・光易(1980)による式を用いた．ただし，実務で一般的に行われているように，天文潮位は一定とし，高潮偏差だけを計算する方法をとった．計算領域は，図-5.3.4 に示すように，瀬戸内海を 1.8 km 間隔の格子で再現したものであり，計算の時間差分は 7.5s とした．

以上の方法を用いると，デスクトップ型パソコン（Dell Optiplex GX280，CPU: Pentium(R) 4 -3.6GHz）では，1 つ

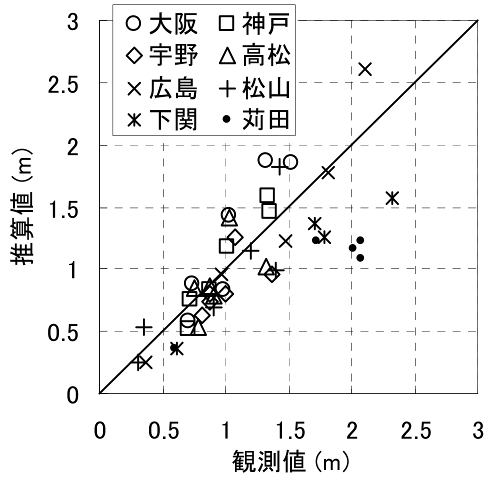
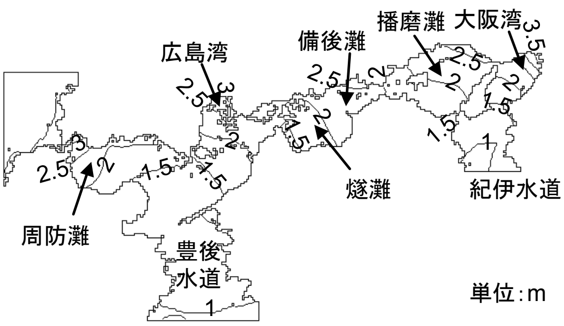
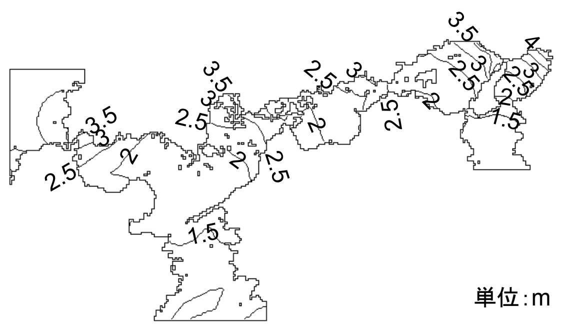


図-5.3.5　高潮偏差の推算精度



(a) 現在



(b) 将来

図-5.3.6　500 年分の台風で最大の高潮偏差

の台風につき 15～30 分で計算することができ，795 個の台風でも 1～2 週間で計算することができる．この方法による高潮推算精度を確認するために，近年の 6 つの台風（9810 号，9918 号，0310 号，0416 号，0418 号，0514 号）の高潮を推算した結果を図-5.3.5 に示す．周防灘の西端に位置する苅田や下関では観測値より小さい傾向があるものの，それ以外の地点では観測値に近い値が得られている．

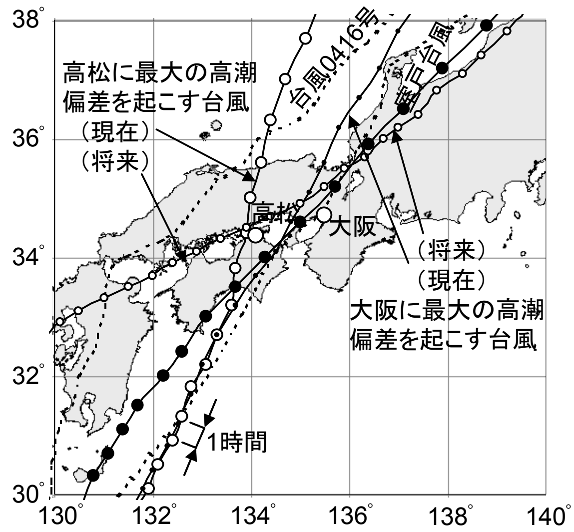


図-5.3.7　大阪と高松に最大の高潮偏差を起こした台風

(3) 高潮偏差と潮位の極値

①500 年間の最大の高潮偏差とそれを発生させる台風の条件

図-5.3.6 は，500 年分の台風で得られた最大の高潮偏差の平面分布を示す．いわゆる「ワーストケース（あるいは可能最大）の高潮偏差」の定義は今後も議論が必要であるが，これに匹敵する値が得られたと思われる．何れの気候下でも高潮偏差は，大阪湾，播磨灘，燧灘・備後灘，広島湾のそれぞれ北東岸，周防灘の西側で顕著である．大阪湾などでは台風が中国地方に上陸した後に南風の吹き寄せで高潮偏差が顕著になり，これは東京湾，伊勢湾，有明海，八代海，鹿児島湾など他の南北に長い内湾と同様なメカニズムによるものと考えられる．一方，周防灘では，台風が周防灘の南方に位置するときに東風の吹き寄せを受け，最接近したときに吸い上げを受けて，高潮偏差が顕著になる．

次に，現在と将来の気候下とを比較すると，紀伊水道や豊後水道ではほとんど差はないが，大阪湾の北東部などもともと高潮が顕著な海域で，最大の高潮偏差が大きくなっている．

大阪の現行の計画偏差は 3m であるが，現在の気候下でも 500 年間のシミュレーションで，大阪に約 3.7m の高潮偏差を起こす台風が現れた．この台風は，図-5.3.7 に示すように大阪湾の西側を通過するもので，室戸台風のコースともよく似ている．最大高潮偏差の起時は台風が大阪湾を通り過ぎてからであり，このときの中心気圧は 955hPa，進行速度は 95km/h であった．また，高松でも高松のほぼ直上を通る台風で約 1.7m の高潮偏差が得られた．このコースは 0416 号と大きく異なるものである．

最大高潮偏差の起時は台風が日本海に抜けてからであり，このときの中心気圧は 940hPa，進行速度は 80km/h であった．この図には将来の気候下の台風も示してある．大阪に対しては現在の気候下の台風や室戸台風と似たコースであるが，高松に対しては現在の台風とも台風 0416 号とも異なるコースが得られた．

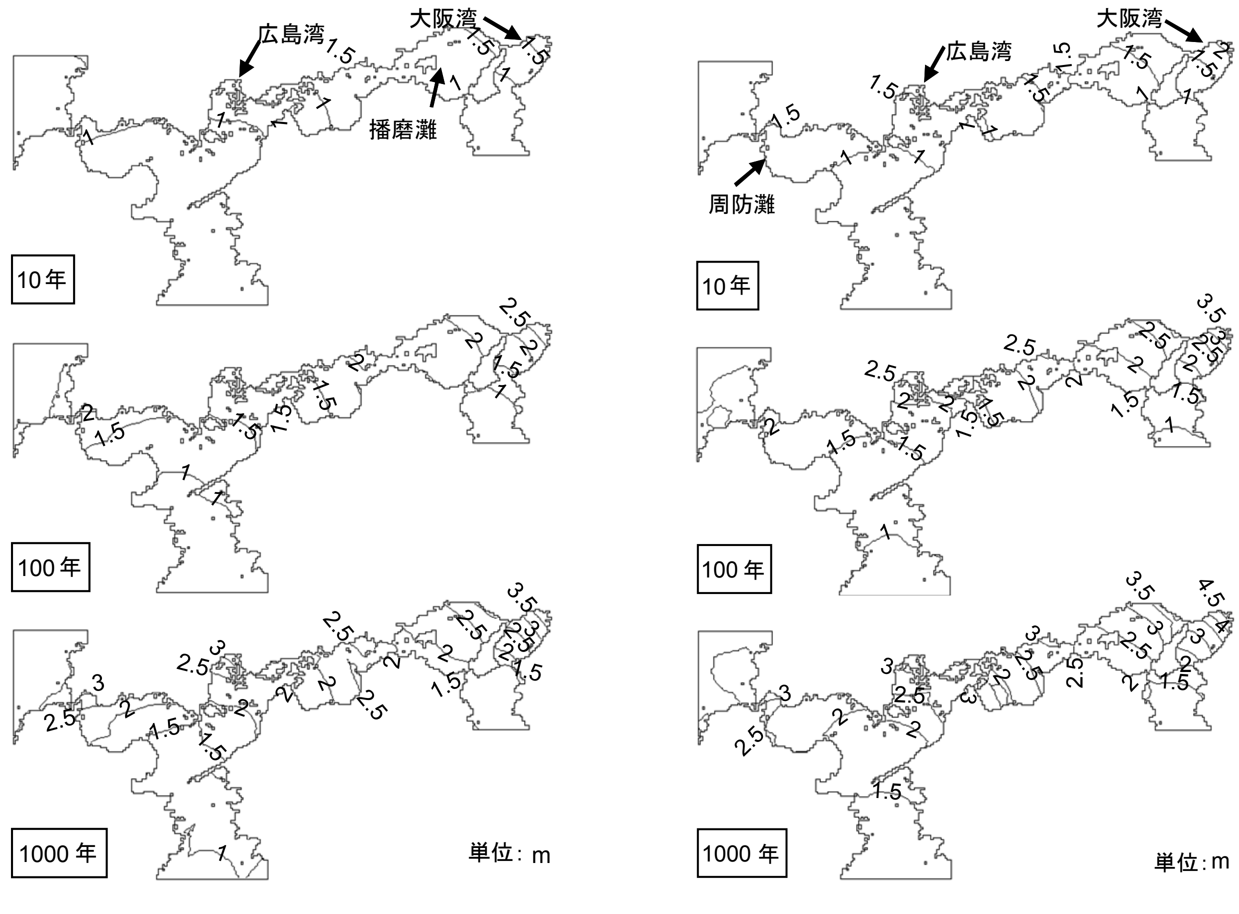
②高潮偏差の極値分布

各計算格子点で高潮偏差の極値統計解析を行った．あてはめに用いた Gumbel 分布（極値 I 型分布），極値Ⅱ型分布（*k*=2.5, 3.33, 5, 10），Weibull 分布（*k*=0.75, 1, 1.4, 2）のうち，瀬戸内海のほとんどの海域では Weibull 分布（*k*=1.4 または 2.0），周防灘の西部では Gumbel 分布が MIR 指標（合田・小舟，1989）による最適な分布として選択された．

図-5.3.8(a)に現在の気候下における 10～1000 年確率の高潮偏差の分布を示す．比較的身近な 10 年確率の高潮偏差は，広島湾～大阪湾で 1m 以上，播磨灘や大阪湾の北東部では 1.5m 以上である．100 年確率では，広島湾～大阪湾で 1.5m 以上，播磨灘や大阪湾の北東部では 2m 以上になる．1000 年確率では，瀬戸内海の広範囲で 1.5m 以上，大阪湾や広島湾では 3m を超えるところもある．なお，周防灘西部については，図-5.3.5 で示したようにこの高潮計算では小さめの値を与える傾向があり，100 年確率の高潮偏差は山口ら(2002)に比べて 0.5m 程度小さい．

図-5.3.8(b)は将来の気候下における高潮偏差の分布を示す．瀬戸内海の入口付近では現在と大差はないが，大阪湾，広島湾，周防灘などもともと高潮の顕著な海域では現在と比べて顕著に増加している．すなわち，瀬戸内海の中でも，台風特性の変化の影響を敏感に受ける海域と，受けにくい海域とがある．

図-5.3.9 は，瀬戸内海の 6 地点で得られた高潮偏差の極値分布を示す．大阪では高松に比べて，再現期間に対する高潮偏差の変化が大きい．大阪湾の高潮対策施設では設計潮位に 3m の高潮偏差を想定しており，その再現期間は現在の気候下では約 100 年，将来には約 40 年まで縮むと推定される．一方，高松では台風 0416 号によって 1.33m の高潮偏差が生じた．



(a) 現在　　　　(b) 将来

図-5.3.8　10～1000 年確率の高潮偏差の分布

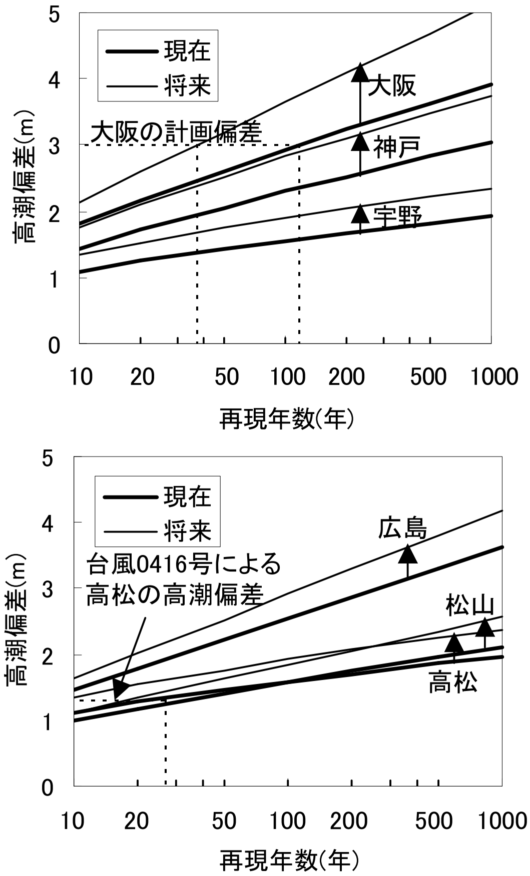


図-5.3.9　瀬戸内海の 6 地点における高潮偏差の極値分布

この高潮偏差の再現期間は現在の気候下でも約 30 年と推定され，それほど珍しいものではない．将来には 10 年以下の身近な存在になると推定される．

③潮位の極値分布

瀬戸内海は日本でも天文潮差の大きな海域の一つであり，大潮期に広島湾や周防灘では 3.5～4m に達する．そのため，計画偏差を超える高潮偏差が生じても，その起時が大潮・干潮と重なれば，合成された潮位は計画高潮位を超ないケースもあり得る．そこで，図-5.3.10 に示すように，個々の台風による高潮偏差の時系列に，調和定数から求めた天文潮位の時系列を線形的に重ね合わせて潮位の時系列を求め，その最高潮位の極値統計を行った．なお，平均半潮差と遅角の値は海上保安庁(1992) に掲載されているものを用いた．瀬戸内海における大潮の天文潮差は，大阪湾で約 1.5m，備讃瀬戸付近で約 2.5m，広島湾や周防灘では 3.5～4m もある．そのため，高潮偏差のピークが干潮と重なれば，潮位としては朔望平均満潮位を大きく超えることはない．天文潮位で最も出現しやすい潮位は平均海面付近であり，朔望平均満潮位に近い潮位が発生する確率は小さい（河合ら，1997a）．

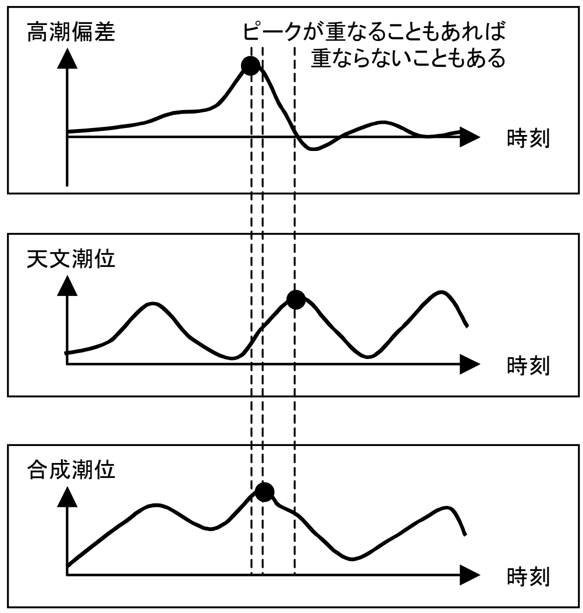


図-5.3.10　高潮偏差と天文潮位の重ね合わせ

図-5.3.11 は，こうして求めた潮位（＝高潮偏差＋天文潮位）の極値分布を示す．ただし，苅田や下関については，図-5.3.3 で示したように高潮偏差が小さく推算される傾向があるため，図-5.3.8 に示す潮位は実際よりも低くなっている可能性がある．将来の潮位には，平均海面上昇量として約 0.4m も加えた．大阪の計画高潮位の再現期間は，現在の気候下では約 400 年であるが，将来には約 60 年まで縮むと推定される．また，高松の台風 0416 号による最高潮位は，現在は約 200 年で稀な潮位と位置づけられるとしても，将来は約 10 年と身近なものになると推定される．高松における確率潮位の上昇の多くは，平均海面上昇によるものであり，台風の強大化の影響は小さい．

図-5.3.12 は，台風強大化の効き方を比較したものである．この図から，現在でも顕著な高潮偏差が生じる（図-5.3.9 の太線の勾配が急な）地点ほど，台風強大化で大きな高潮偏差が生じやすくなる（図-5.3.9 で太線と細線の差が大きい）傾向を読みとることができる．一方，潮位に対しては，天文潮差が小さく，現在でも顕著な高潮偏差が生じる地点ほど，高い潮位が発生しやすくなる（図-5.3.11 で太線と細線の差が大きい）傾向がある．以上のことから，台風強大化の効き方は，比較的近い地点間でも差があるようである．

④高潮の継続時間

港湾・海岸施設の安全性を安全率で評価するだけなら，設計波・設計潮位（想定台風で生じる有義波高・潮位の経時変化のピーク値）があれば良い．ところが，変形量で評価しようとすると，高潮・高波の継続時間も必要に

なる（阿部ら，1999；河合ら，2002）．性能設計において継続時間をどう位置づけ，実際にどのような統計量を確率的な照査モデルに組み込むのかについては，今後も議論が必要であるが，本研究ではいくつかの定義で継続時間の出現特性を調べた．

そこで，高松と大阪を例に，高潮偏差や潮位のピークの継続時間を**図-5.3.13** に示す定義によって整理してみた．その結果は，**表-5.3.1** に示すように，高潮偏差がピーク値の 0.9 倍以上である時間は 2 時間程度であることが多い．また，潮位がピークから 0.5m 以内の高さである時間は，3 時間程度であることが多い．このような継続時間は台風の進行速度に大きく依存しているものと思われる．

高潮偏差が最大値の 0.95 倍以上である時間を継続時間と定義すると，**図-5.3.14** のように，特に大きな高潮偏差が生じる台風では継続時間が 1 時間程度に集中していることが分かる．このしきい値を 0.9 倍以上にすると，継続時間は 2 時間程度になった．このような特性自体は，現在と将来の気候下で大きな違いはないものと考えられる．また，潮位が（最高潮位－0.5 m）以上である時間を継続時間と定義すると，**図-5.3.15** のようになった．大阪では高い潮位が発生する台風ほど継続時間は短くなるが，高松ではその傾向が明瞭でない．

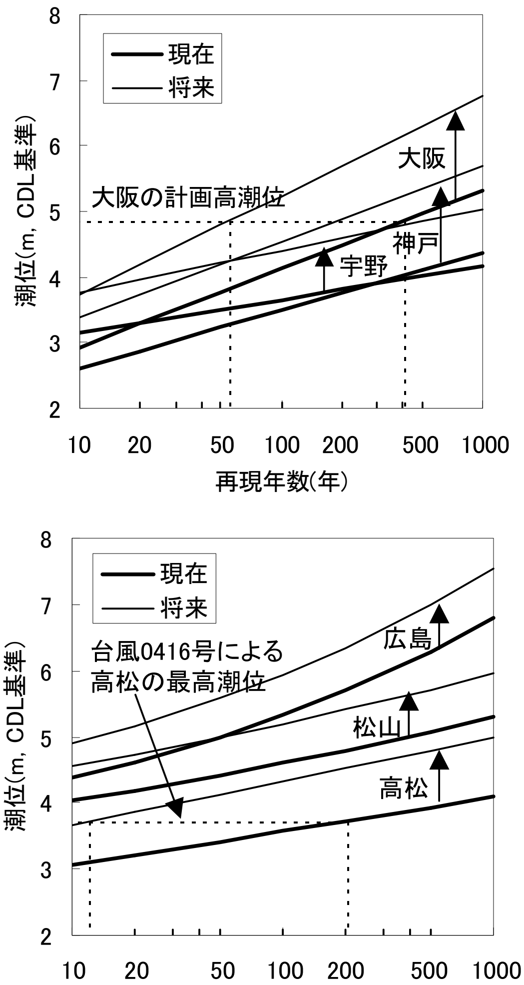


図-5.3.11　瀬戸内海の 6 地点における潮位の極値分布

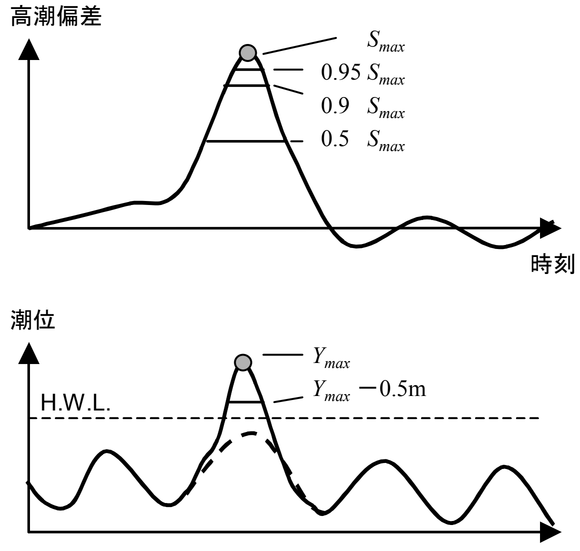


図-5.3.13　高潮と潮位のピークの継続時間の定義

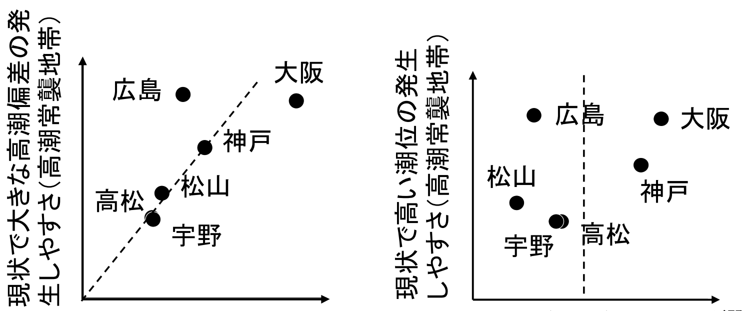


図-5.3.12　瀬戸内海 6 地点における台風強大化の効き方

表-5.3.1　高潮と潮位のピークの継続時間

基準	大阪	高松
$0.95S_{max}$	0.9±0.5 hr	1.3±0.7 hr
$0.9S_{max}$	1.4±0.8	2.2±1.1
$0.5S_{max}$	7.3±4.6	9.1±5.5
$Y_{max}-0.5$	3.5±2.1	3.4±1.4

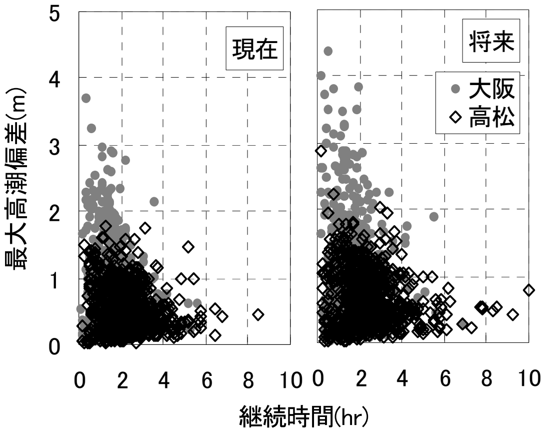


図-5.3.14　最大高潮偏差と継続時間の関係

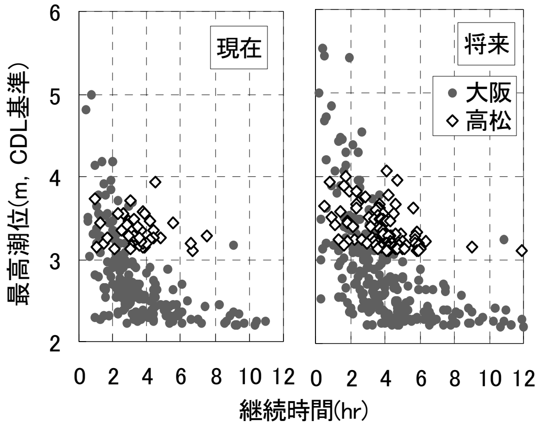


図-5.3.15　最高潮位と継続時間の関係

5.4. 三大湾の高潮偏差・潮位の出現確率分布の試算

前節 5.3. に述べた瀬戸内海と同じ要領で，九州～関東地方の太平洋沿岸（瀬戸内海沿岸を含む）の高潮偏差や潮位の出現特性も調べてみた．

(1) 台風の抽出

再現期間の長い高潮偏差や潮位の極値を調べるために，本研究ではそれぞれの気候条件下における 500 年分の台風を用いることにした．そして，その中から，九州から関東に至る太平洋沿岸に顕著な高潮を発生させる可能性のあるものとして，**図-5.4.1** に示す楕円（東経 134.5°，北緯 33.5°を中心に真東から北へ 30°方向に長半径 800km，これと直交方向に短半径 300 km）を中心気圧が

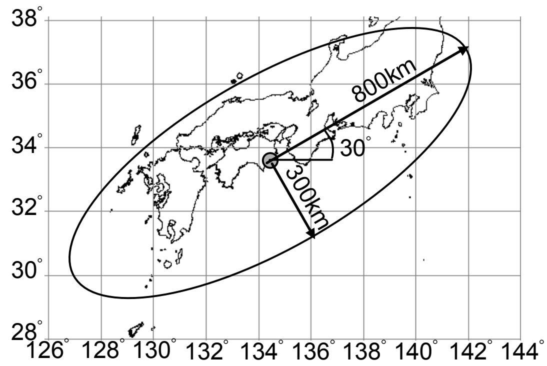


図-5.4.1　台風の抽出範囲

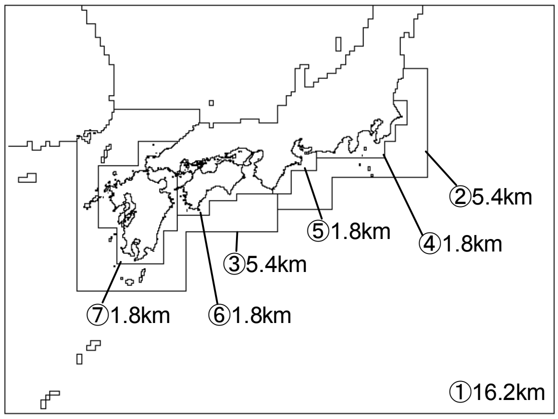


図-5.4.2　高潮推算の計算領域と格子間隔

970hPa 以下で通過するものを抽出した．その結果，現在の気候条件下で 1,301 個，将来の気候条件下で 1,399 個の台風が抽出された．

(2) 高潮の推算方法

高潮の推算方法は**前節 5.3** と同じである．計算領域は，**図-5.4.2** に示すように，九州から関東に至る太平洋沿岸を 1.8km 間隔の格子で表現したものである．八代海の北部のような地形の非常に込み入った海域までは十分に表現していない．

(3) 最大の高潮偏差とそれを発生させる台風

図-5.4.3 は，現在の気候条件下の 500 年間の台風で得られた最大の高潮偏差である．東京湾，伊勢湾，大阪湾，播磨灘，燧灘・備後灘，広島湾，有明海，八代海，鹿児島湾では，台風がその内湾の西側を北上することで，その海域の北端部で高潮が顕著になりやすい．また，周防灘では，台風が南方に位置するときに海水が東風による吹き寄せを受け，さらに最接近時には吸い上げも受けて，その西端部では高潮が顕著となりやすい．

なお，河合ら(2001c)は，**図-5.4.4** に示すように，伊勢湾台風級のモデル台風を経度で 0.25°間隔の平行なコー

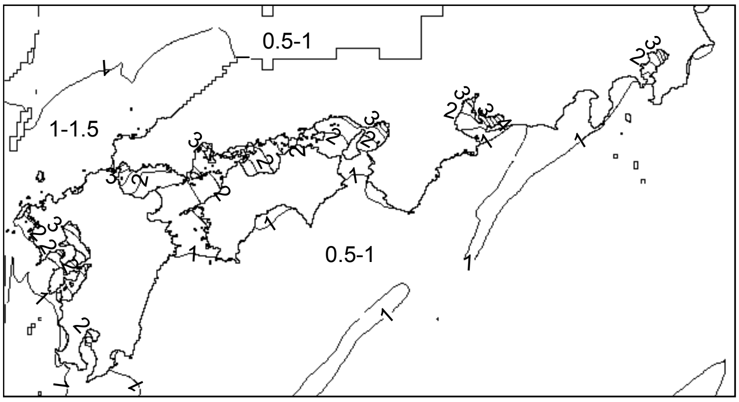
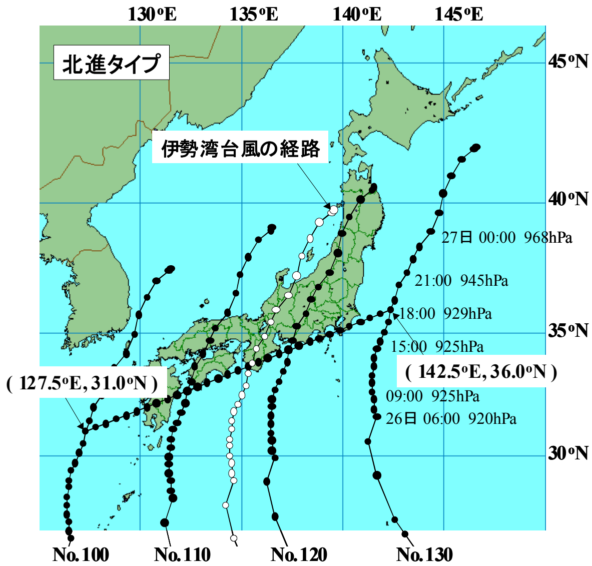
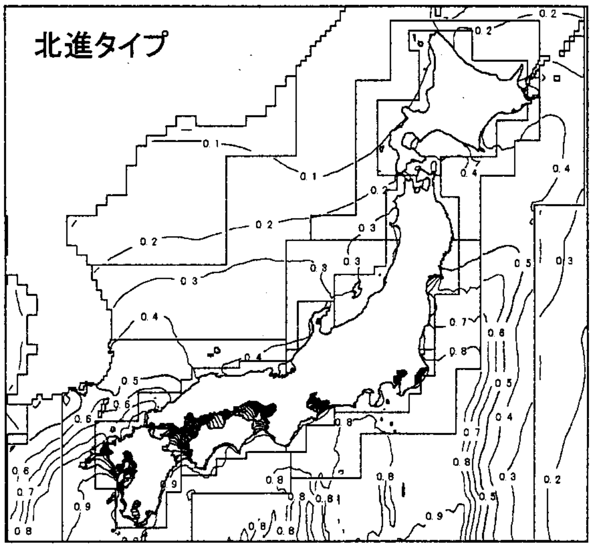


図-5.4.3　500 年間の最大の高潮偏差



(a) 仮定した台風のコース



(b) 発生し得る最大の高潮偏差の分布

図-5.4.4　伊勢湾台風級の台風で発生し得る高潮偏差の分布

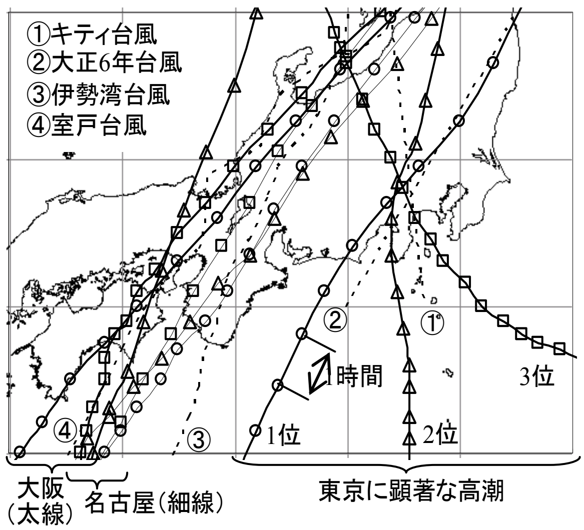


図-5.4.5　東京，名古屋，大阪に 3 位までの高潮偏差を起こす台風のコース

スに走らせたときの，最大の高潮偏差を求めたが，その分布とも似ている．

図-5.4.5 の実線は，現在の気候条件下の台風のうち，東京，名古屋，大阪に 3 位までの高潮偏差をもたらした台風のコースを示す．名古屋に対しては，1 位から 3 位までが何れも，紀伊半島に上陸して伊勢湾と琵琶湖の間を北東進する，伊勢湾台風に似たコースである．大阪に対しても，淡路島付近を北東進する，室戸台風に似たコースである．一方，東京に対しては，何れも東京湾の西側を通過するものであるが，1 位は大正 6 年台風のように北東進，2 位はキティ台風のように北進，3 位は北北西進と，様々な方向のものが含まれている．

(4) 高潮偏差と潮位の極値

図-5.4.6 は，現在の気候条件下における 10～1,000 年確率の高潮偏差も示している．比較的身近な 10 年確率の高潮偏差は，太平洋沿岸のほぼ全ての地点で 0.5m 以上

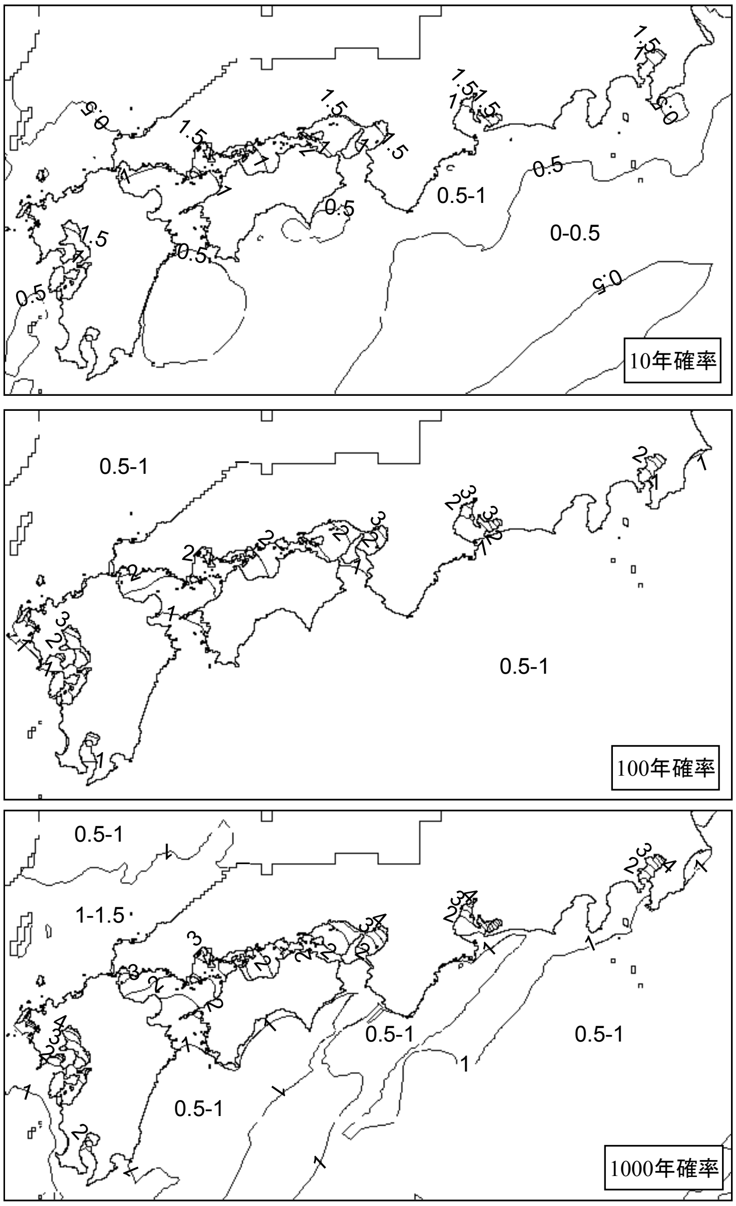


図-5.4.6　現在の気候条件下における 10～1,000 年確率の高潮偏差

であり，東京湾，伊勢湾，瀬戸内海，有明海，八代海の奥部では 1m 以上である．100 年確率の高潮偏差では，これら高潮の顕著な内湾のほぼ全域で 1m 以上となり，伊勢湾，大阪湾，有明海の奥部では 3m を超える値が得られている．さらに，1,000 年確率の高潮偏差では，太平洋沿岸のほぼ全ての地点で 1m 以上となり，内湾の奥部では 4m を超える値も得られた．

図-5.4.7 は，代表的な地点について最大高潮偏差の極値分布を示す．東京，名古屋，大阪では，計画高潮位に含む高潮偏差分としてそれぞれ 3m，3.5m，3m 程度を想定している（東京では伊勢湾台風級の台風による高潮偏差 2.1 m に余裕がとられている）．その再現期間は名古屋と大阪では 100 年程度，東京では 1,000 年程度と推定される．また，これら三大湾とともに有明海や広島湾も，大きな高潮偏差が発生しやすい海域であることが分かる．

図-5.4.8 は，**図-5.4.7** と同じ地点に対し，CDL を基準とする最高潮位の極値分布を示す．東京，名古屋，大阪の計画高潮位はそれぞれ 5.1m，5.9m，4.8m 程度であり，その再現年数は名古屋と大阪では数百年，東京では千年を大きく上回るものと推定される．

(5) 高潮の継続時間

前節と同様，「高潮偏差が最大値の 0.95 倍以上である時間」という定義で継続時間の特性を調べてみた．東京，名古屋，大阪を例に，その結果を**図-5.4.9** に示す．名古屋で 3m 以上の高潮偏差が生じたときの継続時間は 1 時間程度と短いが，大阪では 2 時間を超えるものもある．

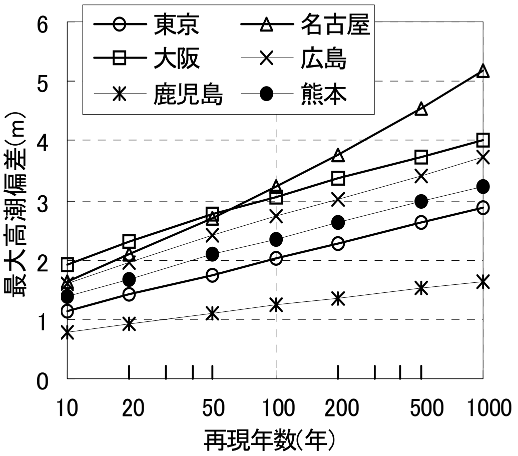


図-5.4.7　最大高潮偏差の極値分布

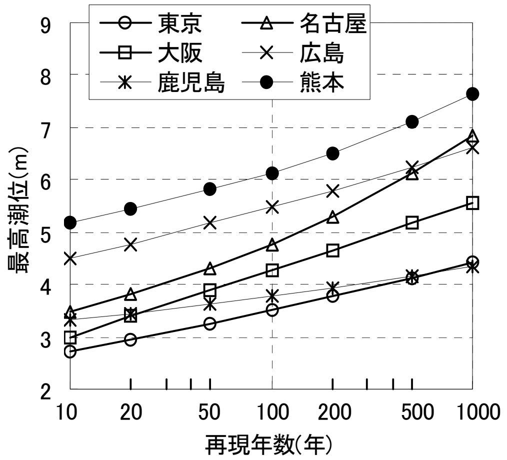


図-5.4.8　潮位の極値分布

また，東京は東京湾の湾奥ではないため，名古屋や大阪ほど大きな高潮偏差は生じにくいが，2m 以上の高潮偏差が生じたときの継続時間は大阪と同様に長い．つまり，大阪や東京の高潮偏差のピークは名古屋に比べて緩やかなものになっている．このような継続時間の違いは，台風の進行速度に加え，湾の形状にも起因したものであると考えられる．

高い潮位の継続時間も「潮位が（最高潮位－0.5m）以上である時間」と定義し，整理した結果を図-5.4.10 に示す．何れの地点でも，全体的には最高潮位が高いほど継続時間は短くなる傾向がある．名古屋と大阪では 10 位までが概ね 4 時間以下である．一方，東京では，名古屋や大阪ほど高い最高潮位は出現しにくいが，高潮偏差のピークが緩やかであるため，高い潮位の継続時間も長くなりやすい．

(6) 将来の変動

将来の気候条件下における，10～1,000 年確率の高潮

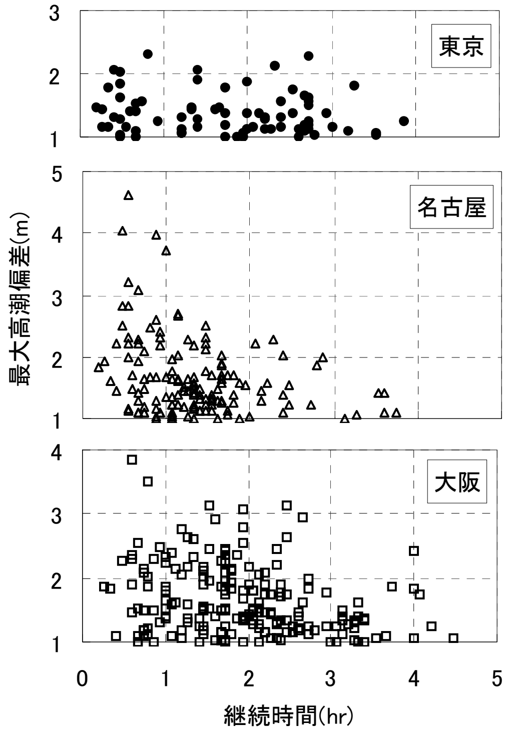


図-5.4.9　高潮偏差の継続時間の分布

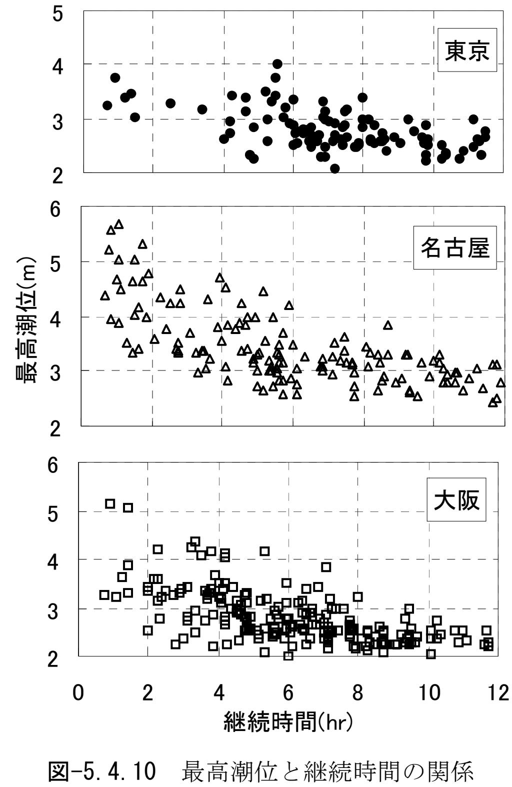


図-5.4.10　最高潮位と継続時間の関係

偏差を，図-5.4.11 に示す．将来の気候条件下では，特に九州西岸や瀬戸内海において，現在より大きな高潮偏差が得られた．その増加量は，空間的に一様ではなく，

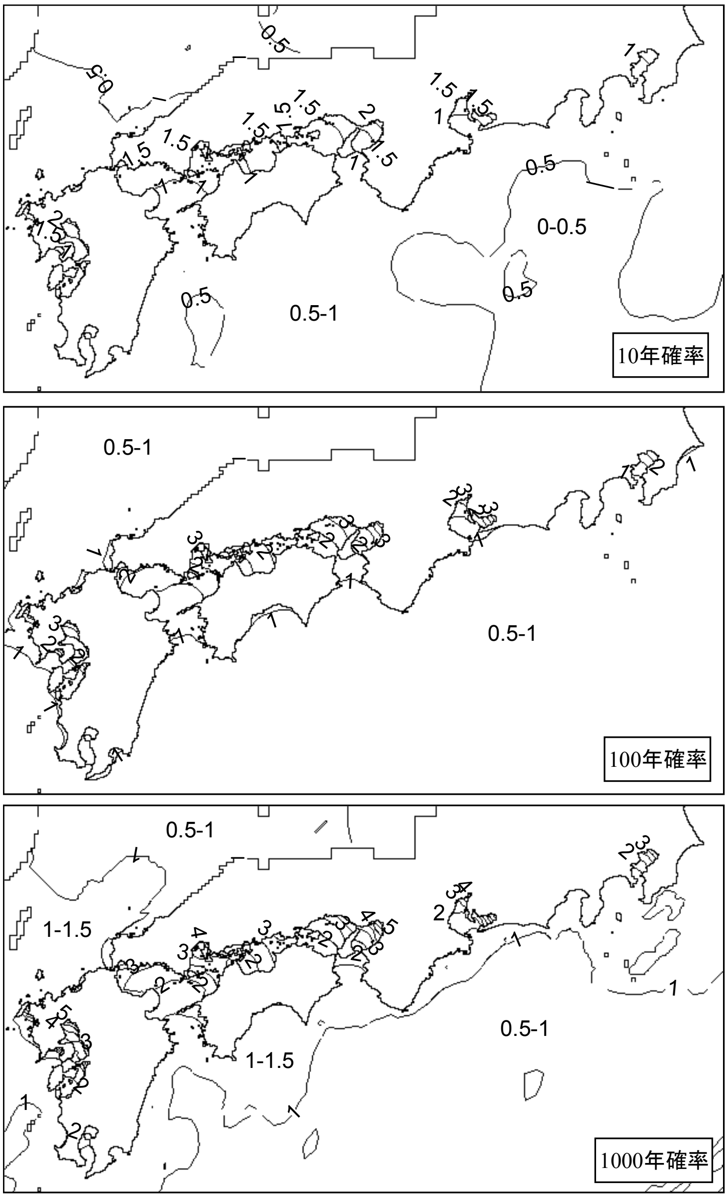


図-5.4.11　将来の気候条件下における 10～1000 年確率の高潮偏差

現在の気候条件下で高潮の顕著な海域で大きい．例えば，100 年確率の高潮偏差において，0.5m 以上大きくなったところもある．本研究で用いた確率台風モデルは西日本で将来の台風の中心気圧を現在より全体的に低く与えるものであり（橋本ら，2005），これに対応した結果といえる．このような台風特性の変化に伴う高潮偏差の増加は，現在の計画高潮位の再現年数を短くする．**図-5.4.8** で再現期間が数百年の潮位も，台風特性の変化に伴う高潮偏差の増加と平均海面の上昇によって，数十年に減少する可能性がある．その一方で，今回の計算では，東日本において，将来の高潮偏差が現在とほぼ同じか，むしろ小さな値が得られたところもある．

ただし，これらは温暖化に伴う台風特性の変化の可能性の一つとして試算した結果であり，その妥当性については今後の気候変動研究の進展を待たねばならない．

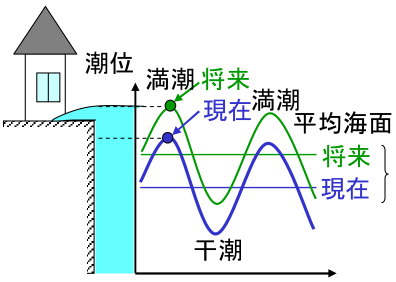
5.5. 将来の気候変動と港湾・海岸施設の安全性

将来の気候変動の予測には不確定性があり，前節で示した結果を直接，気候変動の適応策の検討に使うことのできる段階には至っていない．しかしながら，それにめどがついた先のことについて少し考えておきたい．

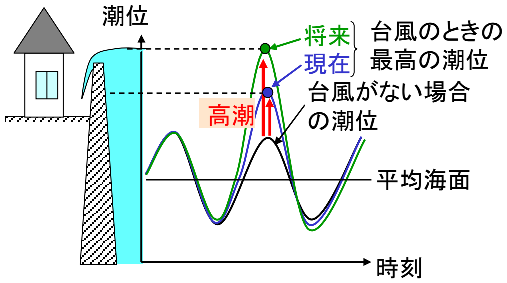
(1) 地球温暖化による施設の安全性の低下

平均海面上昇と台風強大化（波高・高潮偏差増大）が港湾・海岸施設に及ぼす影響には，少し違いがある．これを模式的に示したのが**図-5.5.1** である．

平均海面上昇が起きると，朝から晩まで日々の潮位が



(a) 平均海面上昇



(b) 台風強大化

図-5.5.1　温暖化の影響の現れ方

高くなる．例えば，現在でも大潮・満潮位にスレスレの岸壁があるとすれば，その岸壁は将来，大潮ではない満潮でも浸かることになるだろう．また，満潮だけで浸からなくても，異常潮（黒潮など海流の流路が変わったり，暖水塊が現れたりすることで，沿岸部の潮位が数週間ないし数ヶ月にわたって，数十センチ高くなる現象）が重なることで浸かるかも知れない．日本海沿岸の内湾では，高波もなく天文潮による潮位変化も小さいため，海面の変化に対して脆弱な地域も多い，ということはないだろうか．伊豆諸島では黒潮の流路の変化に伴う数十センチの平均潮位の変化に慣れている．

岸壁は係留船舶の荷物を上げ下ろしする施設である．ごく限られた時間帯だけ浸水しても，岸壁自体が壊れたりしなければ，荷役を中断させる不便さはあっても，岸壁としての機能が完全に失われるわけではない．ただし，岸壁の上に電気・電子回路を含む施設など，潮に浸かって障害の出るものがあれば，何らかの対策が必要である．また，岸壁の背後にある倉庫や事務所などの施設に対しては，①被害を減らす工夫をする（例えば，床上浸水は許すが，大事な商品・書類の保管庫だけは防水にするか高い場所に移す），②胸壁を立てる，③地盤ごと嵩上げする，④丸ごと移転する，などの対応に迫られる．

平均海面上昇は，堤防や護岸など高潮対策施設の耐力もじわじわ低下させる．これらの施設では，設計外力の不確定性，施工のばらつき，施設の沈下などを考慮し，設計外力に対してもともと若干の余裕をもっていることが多い．防波堤ケーソンの滑動安全率が 1.2 でも既に余裕があり，実際には，例えば 1.22 のように，もう少し余裕は大きい．堤防や護岸の天端高でも，数十センチの余裕高を見込むことがよくある．しかしながら，平均海面上昇量が大きくなると，このような余裕でカバーできなくなり，設計で想定した外力より小さな外力にも耐えられなくなる．

これに対し，台風強大化は，台風や低気圧時に発生する波浪・高潮偏差を増大させる．設計潮位・波浪を超える潮位・波浪に遭遇する確率は，現在の気候下でもゼロとは言えないが，台風強大化が生じれば，それだけ確率は増加する．単に波浪・高潮偏差の値が増加するだけとは限らない．顕著な高潮偏差が生じ，想定外に高い潮位になると，高波が施設に作用する場所もそれだけ高くなる．その結果，その施設がこれまでとは全く違った壊れ方をすることもあるだろう．

(2) 現行設計法で地球温暖化に適応できる範囲

前節で述べたように，地球温暖化に伴って既存の施設の安全性は低下する．ただし，地球温暖化に伴う海象の変化がゆっくりで，設計における様々な安全性の余裕でカバーできるうちは，現行設計法のままであっても，施設の更新時に設計外力を更新することで，地球温暖化に適応することができる．

①潮位基準面

現行設計法では「1 年以上の潮位観測をもとに最低水面，平均水面，朔望平均満潮位を求める」ことになっており，「前回に定めた高さに比べて 10cm 以上の差が出たら更新する」という運用がなされているところもある．したがって，地球温暖化で平均海面が上昇すれば，潮位基準面もそれに追従していくことになる．

②設計波

現行設計法では「30 年間以上の観測値または推算値を用いる」ことを標準としており，「気象庁の台風観測がしっかりしている 1951 年以降の高波を用いる」という運用が一般的なようである．過去 30 年間に限定しないのは，1950 年代に強大な台風が来襲しており，工学的センスがこれを無視させないからである．地球温暖化に伴って高波が顕著になれば，その高波も含めて極値統計をすることになり，設計波も地球温暖化に追従していくことになる．

③計画高潮位

既往最高潮位を計画高潮位としている海域では，計画高潮位を超える潮位に達しなければ（恐らく大災害も経験しなければ），計画高潮位は更新されない．満潮位に伊



写真-5.5　想定外の外力による護岸の破壊

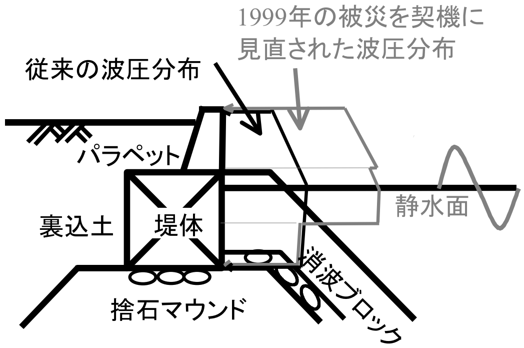


図-5.5　波圧分布の見直し

勢湾台風級のモデル台風による高潮偏差を上乗せした潮位を計画高潮位としている海域では，平均海面上昇によって朔望平均満潮位は更新されるかも知れないが，根本的にはモデル台風が見直されない限り，計画高潮位の大幅な見直しはなされない．これらのことから，設計高潮位は設計波に比べて地球温暖化に対し硬直的かも知れない．

(3) 超過外力の想定

現行設計で想定する波浪・潮位は，絶対に超えることのない最悪の条件ではなく，工学的なセンスから最低限防護したいレベルである．地球温暖化の入口に立つ現在でも，想定以上の外力に見舞われる可能性はある．**前節5.3-5.4** で示したように，地球温暖化によってその頻度は高まるかも知れない．「今までは大丈夫だったが，これから温暖化で危なくなる」という表現をしばしば耳にするが，これでは誤解を招きやすい．「今までもそれなりに災害の可能性はあったが，これから温暖化すると，今まで経験してきたレベルの災害が頻発化するだけでなく，未曾有の災害が起きるかも知れない．」という丁寧な説明が求められている．そして，将来の温暖化に備えることは，実は現在の想定外の外力に備えることに通じるものがある．

地球温暖化の影響であろうとなかろうと，とにかく港湾・海岸施設に想定外の外力が作用すると，施設が予想外に大きく破壊することがある．したがって，現在の設計外力より一段上の外力に対し，施設がどんな壊れ方をするかを,あらかじめ照査しておく必要があるだろう（高橋ら，2002，2003；Takahashi et al.，2002）．例えば，**写真-5.5** は台風 9918 号が来襲したときに，潮位が高潮によって朔望平均満潮位を超え，高波が繰り返しパラペットを直撃し，パラペットが倒壊に至った例である．パラペットの根元に接していた地盤は，吸い出しと越波による洗掘によって流失した．そもそもパラペットはしぶきや越波を抑えるためのものであって，波の打ち込みを止めるものではない．**図-5.5** はこの災害を契機に提案された新しい波圧分布である（高橋ら，2000a）．近い将来，平均海面が上昇し，高潮がもっと顕著になれば，このような災害は増加するだろう．想定外の外力が作用して，木っ端微塵に破壊されるのではなく，時間的にゆっくりと軽微な破壊を起こし，できれば次の台風までに簡単に補修できる「粘り強い構造物」が求められている．

(4) 将来の海象に対する施設の性能照査

港湾施設の設計には性能設計が導入されており，その一つが信頼性理論に基づく防波堤ケーソンの滑動確率や変形量の推定（下迫ら，1998）である．これらの推定には，過去の波浪・潮位の出現確率分布を用いるので，無意識のうちに「将来も波浪・潮位の出現特性は不変」という前提に立っている．もし地球温暖化に伴って波浪・潮位の出現特性が変わっていくならば，この前提は崩れてしまう．もちろん現時点において現実的には不可能に近いが，将来の波浪・潮位の確率分布を用いて将来の施設の性能を照査することが理想である．

平均海面上昇，台風強大化に伴う波高・高潮偏差の増大が滑動遭遇確率に及ぼす影響については，既にいくつかの感度解析が試みられている（高山，1990；河合，1999；Kawai，2000）．太平洋や日本海に直接面した港湾では，第一線防波堤の設置水深が 15～30m になることが多く，この水深では設計波（50 年確率波）の最高波高 H_{max} が砕波帯にかかることが多い．平均海面が上昇すると水深が増加し，砕波限界が緩和されるので最高波高は増加し，ケーソンに作用する浮力も増加するので，防波堤は不安定になる．また，台風が強大化し，高潮偏差が増大すれば，平均海面の上昇と同じような影響を与える．最高波の周期が長くなることがあれば，波力の作用時間が延びる．一方，瀬戸内海のような静穏な内湾で比較的深いところに設置された防波堤は，外洋に面した防波堤に比べ

て縦長のケーソンになっているので，波高・高潮偏差の増大はケーソンの滑動だけでなく転倒やマウンドの円形滑りも引き起こしやすい．

最近では，IPCCの海面上昇予測に沿った性能照査の研究もなされている．あらかじめ供用期間中の平均海面上昇量の半分を考慮した潮位で必要な安全率を満たすように設計しておけば，被災は供用期間の後半に偏るが，供用期間を通じた被災確率は海面上昇がない場合と同程度に保たれる（酒井・岡安，2004）．防波堤の被災確率を制御する方法には，①初期に大き目の断面にしておく，②供用期間の途中で補強する，の2つの方法がある．将来の海象の変化が予測し難い現状では，①の方法でどれだけ海面上昇量を見込めば良いのかに頭を抱えてしまう．そうすると，この難問を将来に先送りした②の方法が合理的に見えてくるが，実は途中での補強も簡単にはいかない．例えば，ケーソンの天端を嵩上げすると，それだけ重量が増すので，マウンドの補強や新たな地盤改良が必要になることもある．供用期間の途中で技術的にも費用的にも容易に補強できる構造形式を考え出す必要がある．

(5) 長期戦略の立案

将来の海象については未だ不確定性が大きく，「西暦○年から天端高を○cm上げる」といった時間軸を明確にした計画の立案は難しい．それでもせめて，「海象特性にどれだけの変化が生じたら，どんな行動を起こす」という戦略は立てておくべきだろう．そのためには少なくとも，現在の港湾・海岸施設の（設計計算書上ではなく実態の）性能を照査し，改修の時期，予算やそれに携わる人員を見積もる必要がある．長期的なシナリオを描くためには，将来の日本の人口や経済の動向，ライフスタイルの変化まで念頭におかなければならないだろう．また，この戦略を実行に移すタイミングを見極めるために，海象のモニタリングを絶やすわけにはいかない．海象観測と数値計算モデルを結合させることで，海象を面的にモニタリングしていく必要がある．

その一方で，地方によって，沿岸部の人口や資産の規模は異なり，現在使われている設計波・潮位の設定方法（あるいは再現期間）にも違いがあり，そしてこれから起きようとする海象特性の変化にも違いがあると考えられる．さらに，ある一本の防波堤をとっても，堤頭部，消波工端部，隅角部，前面の海底地形に特徴のある部分では，設計上それなりの配慮をしているところもあろうが，過去の事例を見るとこれらに被災が集中している．このようなローカルな問題は，地元の技術者が得意とすることである．したがって，全国を見渡した長期戦略の大枠とは別に，日本各地で経験豊富な技術者が地域住民とも連携して，一つずつ弱点を克服していく努力も不可欠である．例えば，堤防や護岸の適応策にも，①消波構造の追加や養浜で入射波を低減する，②天端の嵩上げで越波量を減らす，③排水機能を強化して浸水を減らす，など様々な方法があり，その選択には地域事情を考慮する必要がある．

5.6. まとめ

本研究によって，設計潮位を含む潮位を確率的に評価するために必要となる基本的な技術の枠組を構築することができた．しかしながら，その評価の精度については必ずしも十分という段階でない．ここで今後の課題について整理しておきたい．

確率台風モデルの構築では一般に，1951年以降の気象庁ベストトラック解析値を適切な確率分布にあてはめる．そのため，過去に頻繁に現れたタイプの台風の表現は得意であるが，特異なものや，過去にない気象のメカニズムを伴うものは難しい．伊勢湾台風を大幅に上回る強度では，過去のデータが少なく，信頼性は低くなる．台風の発達限界は気象学的に議論が尽くされておらず，いたずらに確率分布を外挿して強い台風を仮定するのも不合理だろう．したがって，確率台風モデルで再現できない珍しいタイプの台風の特性を吟味し，それが防災上重要なものであるならば，何らかの方法で考慮できるように工夫する必要がある．また，台風の発達限界については，最新の気象学の知見を取り入れていく必要がある．

本研究では，将来の台風特性に対応した確率台風モデルの構築も試みた．ただし，温暖化に伴う熱帯低気圧の特性の変化には未解明なことも多い．また，これまでの気候変動シミュレーションには，計算格子が粗く，計算で得られる台風の中心気圧が観測値に比べて高めになるなど，課題があった．つまり，シミュレーションの結果を気象庁ベストトラック解析値のように直接用いることができない．そのため，現在と将来の気候に対するシミュレーション結果の相関解析を行い，それに基づいた仮定を確率台風モデルに組み込み，高潮への感度を分析してみる，というのが現状である．これについては，気候モデルの進歩を待ちつつも，なるべく最新の知見を確率台風モデルに導入していく必要がある．

伊勢湾台風級の台風による高潮偏差の再現期間が何らかの方法で分かっても，満潮位と同時生起する潮位の再現期間は分からない．ところが，確率台風モデルでは台風の時刻を乱数で与えるため，高潮を天文潮の大潮～小潮，満潮～干潮の様々なタイミングと組み合わせるこ

とができる．潮位とともに波浪も計算し，それをもとに護岸や防波堤に作用する波力や越波量を計算することもできる．高潮と高波の継続時間やピークの時間差も与えられることになる．さらに，河川氾濫など他の現象を同時に扱うことも理論的には可能である．このような視点も重要である．

その一方で，数千個あるいはそれ以上の台風に対する計算が必須であり，台風の気圧や風，高潮の計算では簡易なモデルを使わざるを得ない．そこで，複雑な物理過程を考慮した高精度なモデルによる計算値との相関解析をあらかじめ行い，簡易なモデルで得られた計算値を補正するなど，工夫も必要になってくる（河合ら，2009a）．また，伊勢湾台風を大きく上回る強度の台風については，超強風速下の海面抵抗など物理過程に未解明なことも多く（Powell et al., 2003，Zhang et al., 2006），その究明に対する期待は大きい．この結果は再現期間の非常に長い高潮の推定において非常に重要である（河合ら，2009b）．これらの知見も導入していく必要がある．

6. まとめ

6.1 各章の要旨

本論文ではまず，近年の高潮災害から得られた今後の高潮防災への教訓をまとめた．そして，それを踏まえ，①台風接近時における各港湾を対象としたきめ細かな高潮予測技術の開発，②台風通過後に被災原因となった高潮の現象を詳しく究明するための高精度な高潮推算モデルの開発，③高潮対策施設の計画高潮位の確率的な評価手法の確立，という3つの観点から，今後の高潮防災の実務に資することができる高潮数値計算・評価手法を開発した．以下に，各章で得られた成果をまとめる．

第1章では，本研究の背景，目的について記した．

第2章では，1999年から2005年にかけて日本，韓国，アメリカで発生した高潮災害の状況と，そこから得られた教訓をとりまとめた．これらの現地調査では，検潮所のない地域においては，家屋に残る浸水の痕跡や被災者の証言に基づく水位を測量し潮位を求めて，データの拡充を行っている．そして，これらの結果を検証データに用いて高潮の再現計算を行い，湾内に発生した高潮の平面分布や経時変化を明らかにした．これら三カ国で発生した高潮災害からは，想定外の高潮の発生，低地あるいは地下室，不十分な防護施設など，いくつかの共通点があることが見いだされた．これらは，他の地域で高潮災害を予見するための重要な教訓である．さらに，高潮災害を軽減するためには，台風接近時，発災後，平時の3つの場面に応じた高潮数値計算技術と評価手法の開発が不可欠であることを指摘した．これらについて取り組んだ成果を**第3章**，**第4章**，**第5章**で記した．

第3章は，1999年の台風18号を契機に取り組んだ，台風接近時の高潮の予測技術の開発について述べた．ここでは先ず，最低気圧と最大風速だけをパラメタとする既往の高潮の経験式では，最大高潮偏差の起時の推定などに理論的な限界があることを示した．次に，台風接近までの限られた時間内でなるべく高精度な数値計算をするという現場の要請を受けて，本研究で開発した数値計算モデルに，適切な計算格子間隔や台風を立ち上げる緯度を設定し，各港湾を対象とした高潮予測を数多く実施し，本計算モデルの精度と適用性を検討した．さらに本研究では，次世代の高潮予測技術として，台風の進路予測の不確定性を考慮した潮位の確率予測手法を開発・検討した．これは，台風接近時に港湾や海岸の施設が浸水する確率を計算するものであり，①高潮発生までのリードタイム，②水門閉鎖など浸水防止に要する時間・人手・費用，③浸水した場合の人命や資産の損失，の3つの情報から，防災担当者が台風接近時に適切な判断を下す際の重要な判断材料として利用できることを示した．

第4章では，発災後に高潮の現象を正確に再現することを目的とした，高潮数値計算モデルの高精度化について述べた．高潮数値計算ではまず，その外力となる海上風の推算が重要である．本論文では，中心気圧，最大風速半径，移動速度をパラメタとする経験的台風モデルであっても，気圧分布の歪みやスーパー・グラディエント・ウィンドを考慮するだけで，海上風の推算精度を高められることを示した．また，従来から使われてきたMASCONモデルによる風場の補正については，比較的開けた海域においては有効であるが，風上側と風下側の両方を陸地で囲まれる海域では風速が過小になりやすいことを示した．さらに，最近になって使われるようになった局地気象モデルを用いて，台風ボーガスを適切に扱うことで，従来よりも格段に高精度な海上風が推算されることを示した．この海上風データを用いることで高潮の吹き寄せ効果や波浪の発達の再現性が高められ，さらに波浪との相互作用や天文潮を考慮することで高潮の推算精度がさらに向上することを示した．

第5章では，平時に行う高潮防災として，確率台風モデルを用いた高潮の確率的評価手法の開発について述べた．現在の高潮対策施設は，伊勢湾台風級の高潮や各所の既往最高潮位に基づく計画高潮位に対して設計されている．本章ではまず，各所の計画高潮位の再現期間を明確にすることが，現在の各所の高潮に対する防護レベル

を市民に説明し，将来の気候変動に向けた適応策を議論するために，不可欠であることを指摘した．そして，過去半世紀間の台風特性に基づいて様々なコースや強度の台風を与えることができる「確率台風モデル」を用いて，九州～関東地方の太平洋沿岸の高潮を計算し，高潮偏差や潮位（＝天文潮位＋高潮偏差）の極値分布を推定した．その結果として，三大湾の沿岸にある高潮対策施設の計画高潮位の再現期間は数百年またはそれ以上であることを示し，現在の防護レベルを明確にした．なお，気象研究所・気象庁では，IPCC の排出ガスシナリオに基づいて気候変動予測を行っている．本研究ではその結果に基づいて，将来気候に合わせて条件設定した確率台風モデルを用い，モンテカルロ・シミュレーションによって将来の台風データを作成し，高潮計算を行った．その結果，今後の台風特性の変化によって，高潮偏差や潮位の極値は太平洋沿岸で一様に変化するのではなく，高潮の顕著な海域ほど大きく変化することが分かった．また，三大湾の計画高潮位の再現期間が数分の一になる可能性も示した．さらに，本章の最後では，平均海面上昇と台風強大化が各港湾・海岸施設の安全性に及ぼす影響の違い，将来の海象外力に対する性能照査の必要性について指摘した．

以上の一連の研究によって，台風接近時の備え，台風通過後の被災原因の究明，高潮対策施設の計画・設計，等の各段階における高潮防災の実務に供することができる高精度で実用的な数値計算モデル・評価手法を開発し，また，今後の気候変動に伴う高潮災害に向けた具体的な適応策やそれを講じる時期を議論するための有益な知見を得ることができた．

6.2 今後の展望

高潮推算技術は本論文の成果で十分に成熟したわけではない．まだ様々な課題があり，それに取り組んでいく必要がある．ここでは，そのうち 2 つについて記しておきたい．

(1) 目的とその時代のコンピュータの演算速度に応じた高潮推算モデルの開発・更新

「高潮推算モデルの研究」という言葉から「様々な物理現象を精緻にモデル化したモデルの開発」を真っ先に連想しがちであるが，高潮防災の実務では高潮推算モデルを活用する場面が様々あり，必ずしも精緻なモデルが求められるわけではない．例えば，台風接近時に精緻過ぎるモデルを用いると，決定すべきパラメタが多過ぎたり，演算時間が長すぎて，せっかくの能力を発揮できない．つまり，実務担当者は，目的，場面，あるいは求められる精度に応じて，適切な高潮推算モデルを使い分けなればならない．それ故，本論文では，台風接近時の高潮予測，台風通過後の高潮現象の究明，高潮対策施設の計画・設計のための高潮の確率的評価，という 3 つの場面に対する高潮推算モデルを構築し，その適用性について検討したところである．

ところが，コンピュータの演算速度は年々速くなっており，今まで分からなかった物理過程も少しずつではあるが解明されつつある．つまり，本論文で構築した様々な高潮推算モデルは，決して最終形ではなく，年を経るごとに更新していく必要がある．例えば，モデルの精緻さという面では，**第 3 章**の台風時予測モデルと，**第 5 章**の確率評価用モデルは同じくらいのレベルであり，**第 4 章**の現象究明用モデルはこれらより精緻である．現象究明用モデルで得られた知見や計算方法の一部を，台風時予測モデルや確率評価用モデルに反映させる時期に来ている．

ただし，台風時予測用モデルは，過小な値が得られないようなチューニングが必要であろうし，確率評価用モデルでは，伊勢湾台風を大きく上回る勢力の台風に対する計算に注意が必要など，反映のさせ方には少し違いがある．逆に，台風時予測モデルや確率評価用モデルを運用して再現性の弱点を明確にできれば，現象究明用モデルの改良のヒントになるだろう．

このように，様々な種類のモデルを運用しながら，そこで得られた知見を他のモデルに活用し，その時代に応じたモデルに更新していくことが，将来の（永遠に続く）課題であろう．

(2) 高潮災害の量と質の変化への対応

高潮防災で最も重要なことは，「予期しない（これまで経験のない）ことに備える」ということではなかろうか．この「予期しない」には 2 つの意味があって，1 つは，「高潮の出現確率が不変で，たまたま今まで運良く遭遇しなかった」というケースである．もう 1 つは，「高潮の発生メカニズム自体が変化し，今まで遭遇しなかったようなものに遭遇する」というケースである．**第 2 章**で述べた顕著な高潮については，前者で概ね説明がつくであろうが，気候変動の影響，すなわち後者の要素が全くないとも言い切れない．したがって，台風時予測モデル，現象究明用モデル，確率評価用モデルの何れを改良していく過程においても，今まで考えたことのないような物理過程にも想像を巡らせ，特に確率評価用モデルでは確率台風モデルに最新の気候変動予測の知見を取り込んでいく必要がある．

また，過去にいくらか変化し，将来さらに変化すると

考えられているものは，台風あるいは高潮という自然現象だけではない．高潮防災は，高潮という外力と，高潮対策施設などの耐力，そしてその背後の人口や資産の組み合わせで考える必要がある．たとえ高潮の出現特性が今と同じであったとしても，沿岸部に埋め立て地が増えたり，新たな施設ができたり，そして人間のライフスタイル自体も変化してくるかも知れない．埋め立て地や施設は高潮の外力にも影響を及ぼすことがある．そして，こうした人間の活動が時間差をもって気候変動にフィードバックされていくのである．確率台風モデルは気候変動適応策を検討する際のツールの 1 つとして有望であるが，単に高潮の出現特性を計算するだけで終わってはならない．それを他のツールと組み合わせてどう活用するかを具体的に考えていく必要がある．

（2009 年 11 月 12 日受付）

謝辞

被災調査においては，被災者の皆様に貴重なご証言と痕跡調査へのご理解をいただき，地元の大学や行政機関の皆様方に現地の案内や資料の提供をいただきました．

研究の遂行にあたっては所内の多くの皆様からご指導とご協力を賜りました．とりわけ，平石哲也海洋・水工部長には被災調査の方法と高潮数値計算，高橋重雄研究主監，高山知司京都大学名誉教授（元水工部長）には性能設計の概念，橋本典明九州大学大学院教授（元海洋水理研究室長）には確率台風モデルと WAM による波浪推算，下迫健一郎国土交通省関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所長（元耐波研究室長）には被災地で波力と構造物の破壊について，ご教授いただきました．国土交通省（運輸省）の特に台風常襲地域の地方整備局（港湾建設局）の皆様にも支えられてきました．

この論文は，著者の学位論文の書式を変更し，参考文献を若干追加したものです．学位論文の作成にあたっては，主査である橋本典明九州大学大学院教授，副査である小松利光教授，善　功企教授，吉田明徳准教授にご指導を賜りました．山城　賢助教からもご助言をいただきました．

以上，ここに記して深甚なる謝意を表します．伊勢湾台風から 50 年の節目を迎えた今, この論文が高潮防災の実務に少しでも役立てば幸いです．

参考文献

阿部光信・興野俊也・長船　徹・貝沼憲男 (1999)：防波堤の信頼性設計法における時化のモデル化について，海岸工学論文集，第 46 巻，pp.916-920.

石原幸司・栗原和夫・和田一範・村瀬勝彦・冨沢洋介 (2004) : 洪水・渇水リスク評価に向けた MRI-RCM20 の降雨特性再現性, 日本気象学会 2004 年秋季大会講演予稿集，p.145.

石原　孟・山口　敦・藤野陽三(2003)：2003 年台風 14 号による風力発電施設の被害とシミュレーションによる強風の推定，土木学会誌，Vol.88，No.12，pp.45-48.

運輸省港湾局監修(1999)：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会.

運輸省港湾技術研究所(1996)：津波・高潮数値計算システム取扱説明書（プログラムマニュアル）.

大野木和敏・上野 充(1992) : 台風ボーガスデータの改良，研究時報，第 44 巻，気象庁，pp.247-269.

大野木和敏(1997)：台風ボーガス，数値予報課報告・別冊第 34 号，気象庁予報部，pp52-61.

大澤輝夫・竹山剛生，安田孝志(2001)：メソ気象モデルと台風ボーガスを用いた伊勢湾台風時の風の場のシミュレーション，海岸工学論文集，第 48 巻，pp.281-285.

大澤輝夫 (2005)：MM5 用台風ボーガスツールの作成と 2004 年の 5 つの台風を対象とした動作検証，月刊海洋，号外 42 号，pp. 178-185.

奥園英明・高橋典子(2000) : 台風 9918 号による不知火町松合の高潮災害と上昇水位の現地調査，海洋開発論文集，第 16 巻，pp.393-398.

海上保安庁(1992) : 日本沿岸潮汐調和定数表，書誌第 742 号，267p.

海上保安庁(2002) : 平成 15 年潮汐表第 2 巻太平洋及びインド洋，339p.

加藤史訓・鳥居謙一・柴木秀之・鈴山勝之(2003)：確率的台風モデルを用いた潮位と越波量の確率評価，海岸工学論文集，第 50 巻，pp.291-295.

河合弘泰・高山知司・鈴木康正・平石哲也(1997a)：潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率，港湾技術研究所報告，第 36 巻，第 3 号，pp.3-41.

河合弘泰・平石哲也・関本恒浩(1997b)：防波堤堤体の設計における不確定要因が被災遭遇確率に及ぼす影響，海洋開発論文集，第 13 巻，pp.579-584.

河合弘泰(1999)：地球温暖化による防波堤の滑動遭遇確率の変化, 第 7 回地球環境シンポジウム講演論文集，pp.321-326.

河合弘泰・平石哲也・佐藤孝夫・大川郁夫(2000a)：台風 9918 号による九州沿岸と瀬戸内海西部の高潮の特性，海岸工学論文集，第 47 巻，pp.321-325.

河合弘泰・平石哲也・丸山晴広・田中良男(2000b)：台風9918号による高潮の現地調査と追算，港湾技研資料，No.971，43p.

河合弘泰・平石哲也・丸山晴広・田中良男・古屋正之・石井伸治(2000c)：八代海と周防灘における台風9918号の高潮・波浪災害の現地調査，海岸工学論文集，第47巻，pp.311-315.

河合弘泰(2001a)：現地調査の結果から見た周防灘の高潮の特性，海洋気象学会，海と空，第76巻，第4号，pp.69-73.

河合弘泰(2001b)：台風9918号による八代海と周防灘の高潮，海洋気象学会，海と空，第76巻，第4号，pp.87-92.

河合弘泰・竹村慎治・山城　賢・柴木秀之・平石哲也(2001c)：我が国沿岸の想定高潮偏差と湾形状による増幅特性，海岸工学論文集，第48巻，pp.301-305.

河合弘泰・竹村慎治・原　信彦(2002)：東京湾における台風による高潮と高波の同時性と継続時間特性，海岸工学論文集，第49巻，pp.251-255.

河合弘泰・川口浩二・橋本典明(2003a)：台風による内湾の波浪・高潮の双方向結合推算モデルの構築，港湾空港技術研究所報告，第42巻，第3号，pp.85-110.

河合弘泰・川口浩二・橋本典明(2003b)：台風による内湾の波浪・高潮の双方向結合推算モデルの構築と台風9918号を例とした追算，海岸工学論文集，第50巻，pp.296-300.

河合弘泰(2004a): 沿岸防災を目的とした高潮推算技術の高度化について，平成16年度港湾空港技術講演会.

河合弘泰・富田孝史(2004b)：台風による内湾の高潮のリアルタイム予測に関する基礎的検討，港湾空港技術研究所資料，No.1085，25p.

河合弘泰・富田孝史・平石哲也・金　度三・姜　閏求(2004c)：台風0314号による大韓民国馬山湾の高潮追算と現地調査，海岸工学論文集，第51巻，pp.1361-1365.

河合弘泰・富田孝史・平石哲也・安田誠宏(2005a)：台風0314号による大韓民国馬山湾の高潮の現地調査と数値計算，港湾空港技術研究所報告，第44巻，第2号，pp.3-22.

河合弘泰・本多和彦・富田孝史・柿沼太郎(2005b)：2004年に発生した台風の特徴と高潮の予測・再現計算，港湾空港技術研究所資料，No.1103，34p.

河合弘泰・中野俊夫・川口浩二・松浦邦明(2006a)：IAUデータ同化手法のメソ気象モデルへの導入と台風9918号の海上風・波浪・高潮の追算，海岸工学論文集，第53巻，pp.381-385.

河合弘泰・橋本典明(2006b)：確率台風モデルの構築とそれを用いた高潮の出現確率分布の試算，港湾空港技術研究所資料，No.1122，27p.

河合弘泰・橋本典明・松浦邦明(2006c)：確率台風モデルを用いた地球温暖化後の瀬戸内海における高潮の出現確率分布の推定，海岸工学論文集，第53巻，pp.1271-1275.

河合弘泰・平石哲也(2006d)：ハリケーン・カトリーナによる米国メキシコ湾岸の高潮災害の現地調査，港湾空港技術研究所資料，No.1121，27p.

河合弘泰・川口浩二(2007a)：内湾の高潮推算への台風ボーガスと局地気象モデルの適用性，港湾空港技術研究所報告，第46巻，第3号，pp.43-86.

河合弘泰・川口浩二・大釜達夫・友田伸明・萩元幸将・中野俊夫(2007b)：経験的台風モデルと局地気象モデルの風を用いた瀬戸内海の高潮推算精度，海岸工学論文集，第54巻，pp.286-290.

河合弘泰・橋本典明・松浦邦明(2007c)：確率台風モデルを用いた西日本の内湾の海上風速と高潮偏差の試算，第15回地球環境シンポジウム講演論文集，pp.171-176.

河合弘泰・橋本典明・松浦邦明(2007d)：確率台風モデルを用いた内湾の高潮の極値と継続時間の特性，海岸工学論文集，第54巻，pp.301-305.

河合弘泰(2008a)：地球温暖化と港湾・海岸施設の安全性，土木学会，水工学に関する夏期研修会テキスト，B-6-1～B-6-20.

河合弘泰・橋本典明・山城　賢(2008b)：台風接近時の港湾における潮位の確率予測に関する二，三の検討，海岸工学論文集，第55巻，pp.311-315.

河合弘泰(2009a)：高潮対策施設のアセットマネジメントのための海象外力に関する考察，海洋開発論文集，Vol.25，pp.163-168.

河合弘泰・橋本典明・山城　賢・安田誠宏(2009b)：確率台風シミュレーションの風場モデルと将来の台風出現特性による確率高潮偏差の変化，海岸工学論文集，第56巻，印刷中.

気象庁(2003)：平成16年潮位表，CD.

気象庁(2008) http://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/typ_kensho/typ_hyoka_top.html，2008年3月21日.

金　庚玉・山下隆男(2004)：大気・波浪・海洋結合モデルによる台風9918号の高潮・高波の追算，海岸工学論文集，第51巻，pp.236-240.

國富將嗣・高山知司・間瀬　肇・吉岡　洋(1999)：観測

データによる大阪湾における高潮と高波の同時生起性，海洋開発論文集，第 15 巻，pp.333-338.
國富將嗣・高山知司(2005)：大阪湾における高潮と高波の同時生起確率特性，海岸工学論文集，第 52 巻，pp.216- 220.
合田良実・小舟浩治(1989)：波浪の極値統計における分布関数の棄却基準，海岸工学論文集，第 36 巻，pp. 135-139.
後藤智明・柴木秀之(1993)：陸上地形の影響を考慮した海上風推算，港湾技術研究所報告，vol.32，No.3，pp.65-97.
後藤惠之輔・李　成林(2004) : 2003 年 9 月台風 14 号による韓国南部災害, 土木学会誌, vol.89, No.3, pp.55-58.
酒井和彦・岡安章夫(2004)：温暖化による海面上昇を考慮した防波堤の信頼性設計法，海岸工学論文集，第 51 巻，pp.686-690.
柴木秀之・後藤智明(1992)：内湾海上風の地形依存性について，海岸工学論文集，第 39 巻，pp.141-145.
柴木秀之・後藤智明(1993)：陸上地形の影響を考慮した内湾海上風の推算モデル，海岸工学論文集，第 40 巻，pp.166-170.
柴木秀之・青野利夫・見上敏文・後藤　智明(1998)：沿岸域の防災に関する総合数値解析システムの開発，土木学会論文集，No.586/II-42，pp.77-92.
柴木秀之・加藤史訓・山田浩次(2001)：密度成層と Wave Setup を考慮した土佐湾異常高潮の推算：海岸工学論文集，第 48 巻，　pp.286-290.
柴木秀之・渡辺　晃(2002)：密度成層と Wave Setup を考慮した多層高潮推算に関する研究，土木学会論文集，No.719/II-61，pp.47-61.
下迫健一郎・高橋重雄(1998)：期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法，港湾技術研究所報告，第 37 巻，第 3 号，pp.3－30.
ゼロメートル地帯の高潮対策検討会(2006)：ゼロメートル地帯の今後の高潮対策のあり方について，26p.
高橋重雄・大木泰憲・下迫健一郎・諌山貞雄・石貫国朗(2000a)：台風 9918 号による護岸の被災とその対策に関する水理模型実験，港湾技研資料，No.973.
高橋重雄・河合弘泰・高山知司(2000b)：1999 年の台風 18 号による災害と今後の高潮・高波対策について―高潮対策施設の性能照査と性能設計，土木学会誌，Vol.85,11, pp.67-70.
高橋重雄・富田孝史・河合弘泰(2002)：沿岸防災施設の性能設計の基本的考え方，海岸工学論文集，第 49 巻，pp.931-935.
高橋重雄・富田孝史・河合弘泰(2003)：性能設計の高潮対策施設への適用に関する基本的な考え方，港湾空港技術研究所資料，No.1042，27p.
高橋重雄・河合弘泰・平石哲也・小田勝也・高山知司(2006)：ハリケーン・カトリーナの高潮災害の特徴とワーストケースシナリオ，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.411-415.
高山知司・雨森洋司・金　泰民・間瀬　肇・姜　閏求・河合弘泰(2004)：台風 0314 号による釜山沿岸の高潮・高波災害, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp.1371-1375.
高山知司(1990)：防波堤の滑動安定性に及ぼす海面上昇の影響，海岸工学論文集，第 37 巻，pp.873-877.
滝川　清(2000) : 台風 9918 号による不知火海高潮災害～その残したもの～，災害報告，土木学会誌，vol.85，March，pp.41-45.
辻尾大樹・熊谷健蔵・高谷和彦・岩成伸夫(2007)：兵庫県沿岸における簡易高潮リアルタイム予測システムの開発，海洋開発論文集，Vol.23，pp.123-128.
富田孝史・本多和彦・河合弘泰・柿沼太郎(2005a)：2004 年台風 16 号による高松の高潮浸水被害，海岸工学論文集，第 52 巻，pp.1326-1330.
富田孝史・本多和彦・河合弘泰・熊谷兼太郎(2005b) : 2004 年台風 16 号による高松の高潮浸水被害とその数値解析，港湾空港技術研究所資料，No.1104，27p.
中野俊夫・大澤輝夫・吉野　純・益子　渉・河合弘泰(2006) : 台風ボーガスの高度化による数値予報モデルを用いた海上風推算手法の精度向上，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.1286-1290.
野中浩一・山口正隆・畑田佳男・伊藤吉孝(2000)：拡張型確率的台風モデルを用いた波高の極値推定システム，海岸工学論文集，第 47 巻，pp.271-275.
中平順一，吉田武司，高山知司，間瀬　肇(2003) : 高潮・高波の簡易予測システムの構築とその運用，海岸工学論文集，第 50 巻，pp.201-205.
額田恭史・山本忠治・福山博己(2003)：第三世代ナウファスシステムに対応した NEW カムインズの構築，沿岸センター研究論文集，財団法人沿岸開発技術研究センター，No.3，pp.73-76.
端野道夫・桑田康雄(1987) : 確率台風モデルによる降雨・高潮の同時生起性評価，土木学会論文集，No.387，Ⅱ-8.
橋本典明・真期俊行(2000)：波浪推算法による台風 9918 号の異常波浪の再現計算，港湾技研資料，No.970，33p.
橋本典明・佐藤裕司・松浦邦明・市川雅史(2001)：確率

台風モデルの構築とその統計的特性，海岸工学論文集，第 48 巻，pp.456－460.
橋本典明・川口浩二・河合弘泰・松浦邦明・市川雅史(2003)：港湾・海岸構造物の合理的設計を目的とした確率台風モデルの構築と精度の検討，海岸工学論文集，第 50 巻，　pp.176-180.
橋本典明・河合弘泰・松浦邦明(2005)：地球温暖化を考慮した将来の台風特性の解析と確率台風モデルへの導入，海岸工学論文集，第 52 巻，pp.1221-1225.
花山格章・関本恒浩・鵜飼亮行・高木泰士・畑田佳男・山口正隆(2002)：確率的台風モデルを用いた信頼性設計法，海岸工学論文集，第 49 巻，pp.926－930.
檜垣将和(2001)：数値モデルによる高潮の予報，海と空，第 76 巻，第 4 号，海洋気象学会，pp.203-206.
平石哲也・平山克也・河合弘泰(2000a)：台風 9918 号による越波災害に関する一考察，港湾技研資料，No.972，19p.
平石哲也・平山克也・河合弘泰・上原　功(2000b)：熊本県竜ヶ岳町における台風 9918 号の高潮災害の特性，海岸工学論文集，第 47 巻，pp.306-310.
平石哲也・河合弘泰・南　靖彦・安田誠宏(2005)：台風 0314 号による大韓民国馬山市街地での浸水に関する数値計算，港湾空港技術研究所報告，第 44 巻，第 2 号，pp.23-37.
藤井　健・光田　寧(1986)：台風の確率モデルの作成とそれによる強風のシミュレイション，京都大学防災研究所年報，第 29 号，B-1，pp.229－239.
本多忠夫・光易　恒(1980)：水面に及ぼす風の作用に関する実験的研究，第 27 回海岸工学講演会論文集，pp.90-93.
村永　努・野村　茂・惟住智昭・西野智之・川原弘靖・河合弘泰・川口浩二(2008)：高潮リアルタイム予測システムの沿岸域防災対策への適用に関する考察，土木学会第 63 回年次学術講演会，CD-ROM 版講演概要集，pp.305-306.
安田誠宏・平石哲也・河合弘泰・永瀬恭一(2004)：韓国南部馬山市における高潮浸水被害現地調査と地下浸水解析，海岸工学論文集，第 51 巻，pp.1366-1370.
山口正隆，畑田佳男，花山格章，曽我部健一(1995a)：台風時波浪および高潮のリアルタイム予測システムの適用性，海岸工学論文集，第 42 巻，pp.316-320.
山口正隆・畑田佳男・花山格章・中村雄二(1995b)：確率台風モデルと波高重回帰モデルに基づく台風時波浪の極値の推定，自然災害科学，14-2.
山口正隆・畑田佳男・野中浩一・大福　学・小出健太郎(2002)：瀬戸内海西部海域における高潮・高波の極値の推定，海岸工学論文集，第 49 巻，pp.256-260.
山下隆男・中川勇樹(2001)：白波砕波せん断応力を考慮した波浪・高潮結合モデルによる台風 9918 号による八代海の高潮の再現，海岸工学論文集，第 48 巻，pp.291-295.
山下隆男・西口英利，金　庚玉，玉田　崇(2004)：台風の風域場と降雨場の数値シミュレーション，海岸工学論文集，第 51 巻，pp.1241-1245.
山城　賢・橋本典明・荒木健人・麻生紀子(2007)：有明海における高潮危険度の簡易判断手法の開発，海岸工学論文集，第 54 巻，pp.311-316.
山本哲朗・瀬原洋一(2000)：山口県西部で被災した護岸の調査報告，災害報告，土木学会誌，Vol.85，May，pp.41-45.
吉野　純・村上智一・林　雅典・安田孝志(2005)：沿岸地域における台風災害軽減のための台風強度予測手法に関する研究，海岸工学論文集，第 52 巻，pp.1226-1230.
吉野　純・村上智一・林　雅典・安田孝志(2006)：高潮計算精度に及ぼす入力台風気象場の再現性の影響，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.1276-1280.
和田一範・村瀬勝彦・冨沢洋介(2005)：地域気候モデルを用いた地球温暖化に伴う洪水・渇水リスクの評価に関する考察，水工学論文集，第 49 巻，pp.493-494.
Choi, B.H. (2004): Coastal Disasters due to Typhoon Maemi (태풍 매미호에 의한 해안 재해), Waves and Storm Surges around Korean Peninsula, pp.1-34. (韓国語)
Fujita, T. (1952): Rep. Met. Lab., Kyushu Inst. Tech., Vol.2, No.1-2.
Hersbach, H. and P.A.E.M. Janssen (1999): Improvement of the Short-Fetch Behavior in the Wave Ocean Model (WAM), Journal of Atmospheric and Oceanic Technology, vol.16, pp.884-892.
IPCC (2007): Climate Change 2007, Fourth Assessment Report.
Janssen, P.A.E.M. (1989): Wave-induced stress and the drag of air flow over sea wave, Journal of Physical Oceanography, vol.19, pp.745-754.
Janssen, P. A. E. M. (1991): Quasi-linear Theory of Wind Wave Generation Applied to Wave Forecasting, Journal of Physical Oceanography, vol.21, pp.1631-1642.
Kang, Y.K., T. Tomita, D.S. Kim, and S.M. Ahn (2004): Characteristics of Flood Damage by Storm Surge and High Waves in Southeast Coast Area during Typhoon

Maemi Attack (태풍 매미내습시 남동연안에서의 해일·파랑에 의한 침수개해 특성), Waves and Storm Surges around Korean Peninsula, pp.35-43. (韓国語)

Kawai, H. (2000)：Variation of Sliding Failure Probability of Breakwater Caisson due to Global Warming, Journal of Global Environment Engineering, JSCE, Vol.6, pp.65-80.

Kawai, H. and S. Takemura (2002): Simultaneity of Maximum Storm Surge and Wave Caused by Typhoon in Tokyo Bay, Japan, Proceedings of the 28th International Conference on Coastal Engineering (ICCE2002), Vol.1, pp. 1216-1228.

Kawai, H., K. Kawaguchi, and N. Hashimoto (2004a): Development of Storm Surge Model Coupled with Wave Model and Hindcasting of Storm Waves and Surges Caused by Typhoon 9918, ISOPE2004, No.2004-NM-09, 8p.

Kawai, H., T. Tomita, T. Hiraishi, D.S. Kim and Y.K. Kang (2004b): Hindcasting of Storm Surge by Typhoon 0314 (Maemi), Workshop on Waves and Storm Surges around Korean Peninsula, pp.67-73.

Kawai, H., D. S. Kim, Y. K. Kang, T. Tomita, and T. Hiraishi (2005): Hindcasting of Storm Surges in Korea by Typhoon 0314 (Maemi), Proceedings of ISOPE2005, vol.3, pp.446-453.

Kawai, H.., N. Hashimoto, and K. Matsuura (2006): Improvement of Stochastic Typhoon Model for the Purpose of Simulating Typhoons and Storm Surges under Global Warming, Proceedings of the 30th International Conference on Coastal Engineering (ICCE2006), Vol.2, pp. 1838-1850.

Kawai, H., S. Takahashi, T. Hiraishi, N. Hashimoto, and K. Matsuura (2007): Lessons Learned from Recent Storm Surge Disasters and Estimation of Extreme Tidal Levels for Coastal Defense Performance by Using Stochastic Typhoon Model, Proceeding of ISOPE2007, pp.1792-1799.

Kawai, H., N. Hashimoto and K. Matsuura (2008a): Estimation of Extreme Storm Water Level in Japanese Bays by Using Stochastic Typhoon Model and Tide Observation Data, Proceeding of 18th International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE2008), Vol.3，pp. 497-504.

Kawai, H., N. Hashimoto and K. Matsuura (2008b): Estimation of Extreme Storm Surge and Its Duration in Japanese Bays by Using Stochastic Typhoon Model, Proceedings of 31th International Conference on Coastal Engineering (Poster-paper). (in printing)

Kawai, H., N. Hashimoto and M. Yamashiro (2009): Real-time Probabilistic Prediction of Storm Water Level at Japanese Ports, Proceedings of the Nineteenth (2009) International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE2009, pp.784-791.

Komen, G.J. et al. (1994): Dynamics and modelling of ocean waves, Cambridge University Press.

Low-Nam, S., and C. Davis (2001): Development of a Tropical Cyclone Bogussing Scheme for the MM5 System. Preprint, The Eleventh PSU/NCAR Mesoscale Model Users' Workshop, June 25-27, 2001, Boulder, Colorado, pp. 130-134.

Matsumoto, K, Takanezawa, T. and Ooe, M (2000): Ocean Tide Models Developed by Assimilating TOPEX/ POSEIDON Altimeter Data into Hydrodynamical Model: A Global Model and a Regional Model around Japan, Journal of Oceanography, 56, pp.567-581.

Mitsuta, Y. and T. Fujii (1987): Analysis and Synthesis of Typhoon Wind Pattern over Japan，Bulletin Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol.37, Part 4，No.329，pp.169-185.

Myers, V. A. and Malkin, W. (1961): Some Properties of Hurricane Wind Fields as Deduced from Trajectories, U. S. Weather Bureau, National Hurricane Research Project, Report 49.

Ohsawa, T., T. Nakano, K. Matsuura and K. Hayashi (2006)：Introduction of a JMA-type Typhoon Bogus Scheme into MM5 to Improve Hindcasting of Coastal Sea Surface Winds, The Forth International Symposium on Computational Wind Engineering, Journal of Wind Engineering, Vol.31, No.3, pp.193-196.

Powell, M. D., P. J. Vickery and T. A. Reinhold: (2003): Reduced Drag Coefficient for High Wind Speeds in Tropical Cyclones, Nature, Vol.422, pp.279-283.

Sasaki, Y. (1958): An Objective Analysis Based on the Variational Method. J. Meteor. Soc. Japan, 36, 77-88.

Sasaki, Y. (1970a): Some Basic Formulisms in Numerical Variational Analysis. Mon. Wea. Rev., 98, 875-883.

Sasaki, Y. (1970b): Numerical Variational Analysis Formulated under the Constraints as Determined by Longwave Equations and a Low-pass Filter, Mon. Wea. Rev., 98, 884-899.

Sherman, C.A. (1978): A Mass-consistent Model for Wind Fields over Complex Terrain. J. Appl. Meteor., 17, pp. 312-319.

Takahashi, S., H. Kawai, and T. Takayama (2002): Storm Surge Disaster by Typhoon No.9918 -Performance Design of Coastal Defense-, Proceeding of the Solutions to Coastal Disasters Conference 2002, ASCE, San Di-ego, pp.735-749.

The WAMDI Group (1988) : The WAM model － A Third Generation Ocean Wave Prediction Model, J. Phys. Oceanogr.，Vol.18，pp.1775- 1810.

Veltcheva, A.D.・河合弘泰(2002)：台風の気圧分布の歪みと超傾度風を考慮した高潮推算，海岸工学論文集，pp.241-245.

Veltcheva, A. and H. Kawai (2002): Investigation of the Typhoon Pressure and Wind Field with Application for Storm Surge Estimation, Report of Port and Airport Research Institute, Vol.41, No.2, pp.23-44.

Wu, J. (1982): Wind-stress Coefficients over Sea Surface from Breeze to Hurricane, Journal of Geophysical Research, No.87, C12, pp.9704-9706.

Zhang, W., W. Perrie and W. Li, (2006): Impact of Waves and Sea Spray on Mid-latitude Storm Structure and Intensity, Monthly Weather Review, AMS, Vol. 134, pp.2418-2442.

港湾空港技術研究所資料　No. 1210

２０１０．３

編集兼発行人　独立行政法人港湾空港技術研究所

発　行　所　独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬３丁目１番１号
TEL. 046(844)5040　URL. http://www.pari.go.jp/

印　刷　所　昭和情報プロセス株式会社